



PhD-FSTC-11-2010

Fakultät für Naturwissenschaften, Technologie und Kommunikation

DISSERTATION

verteidigt am 11/06/2010 in Luxemburg

zur Erlangung des Titels

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DU LUXEMBOURG EN SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

von

Nadine Leufgens

geboren am 20. September 1980 in Stolberg (Allemagne)

MECHANISCHE UND THERMISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR ENTWICKLUNG EINES WÄRMEDÄMMSTEINES AUS LEICHTBETON

Prüfungskommission

Ass.-Prof. Dr.-Ing. Danièle Waldmann, Betreuerin der Doktorarbeit
Faculté des Sciences, de la Technologie et de la Communication; Université du Luxembourg

Prof. Dr.-Ing. Stefan Maas
Faculté des Sciences, de la Technologie et de la Communication; Université du Luxembourg

Prof. Dr.-Ing. Arno Zürbes, Vorsitzender der Prüfungskommission
Faculté des Sciences, de la Technologie et de la Communication; Université du Luxembourg

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl-Christian Thienel
Institut für Werkstoffe des Bauwesens ; Universität der Bundeswehr München

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen
*Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung & Centrum Baustoffe und Materialprüfung (cbm);
Technische Universität München*

Meiner Familie in Dankbarkeit gewidmet.

*La vraie générosité envers l'avenir
consiste à tout donner au présent.*

ALBERT CAMUS

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin an der Fakultät für Naturwissenschaften, Technologie und Kommunikation der Universität Luxemburg im Rahmen eines Forschungsprojektes namens „ITM- Recherche sur l'isolation thermique d'un mur extérieur par des blocs en béton léger“ zur Entwicklung hybrider Wärmedämmsteine. Dem Firmenkooperationspartner Chaux de Contern S.A. der Groupe Eurobéton möchte ich für die Erlaubnis der Durchführung von Großversuchen im Werk und für die finanzielle Unterstützung danken.

Frau Professorin Dr.-Ing. Waldmann gilt mein besonderer Dank für die Betreuung dieser Arbeit. Ihre konstruktiven, wertvollen Anregungen sowie großzügige Unterstützung und Diskussionen, eingebettet in einem angenehmen Arbeitsklima, haben maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen. Ebenso möchte ich mich bei den Professoren Herrn Dr.-Ing. Zürbes und Herrn Dr.-Ing. Maas für ihr Interesse und die fachübergreifende, interdisziplinäre Begleitung der Arbeit herzlich bedanken.

Herzlich danken möchte ich auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Thienel von der Universität der Bundeswehr München und Herrn Prof. Dr.-Ing. Gehlen von der Technischen Universität München für Ihr Interesse an der Forschungstätigkeit und für die Übernahme des Koreferates. Des Weiteren möchte ich auch gerne Herrn Prof. Dr. rer. nat. Heinrich von der Technischen Universität Kaiserslautern für seine anfängliche Unterstützung in bauphysikalischen Fragestellungen danken.

Mein außerordentlicher Dank gilt insbesondere Herrn C. Rebitzer von Eurobéton S.A. und Herrn Raach von Chaux de Contern S.A. für ihre engagierte Unterstützung bei der Durchführung von Werksversuchen. Herrn Dipl.-Ing. S. Weisheit danke ich für die Korrekturen der Erstfassung dieser Arbeit und für die motivierenden fachlichen Diskussionen sowie seine freundliche Art. Meinen direkten Bürokollegen, wie z.B. Herrn Dipl.-Ing. V. Bungard und Herrn Dr.-Ing. Th. Thielen danke ich ebenfalls für die motivierenden, konstruktiven Diskussionen und für die kollegiale, freundschaftliche Zusammenarbeit. Weiterhin danke ich den technischen Mitarbeitern, die mit unermüdlichem Einsatz mithalfen, Laborversuche zu realisieren. Ein spezieller Dank gilt Herrn C. Collé, Herrn C. Bruyère, Herrn E. Weyer, Herrn R. Reiter, Herrn K. Adam, Herrn G. Klein und Herrn A. Stemper. Frau S. Drees möchte ich sehr herzlich in privater Hinsicht und für ihre administrative Unterstützung der Ingenieurgruppe an der Universität Luxemburg danken. Und auch herzlichen Dank an alle anderen Kollegen, die versehentlich nicht genannt worden sind.

Bei meiner Familie möchte ich mich zutiefst für den liebevollen Rückhalt und das große Vertrauen in meine Person bedanken. Insbesondere mein Freund Dirk hat mir durch seine moralische Unterstützung, stetige Anteilnahme und Geduld das Erreichen des Ziels ermöglicht.

Die Veröffentlichung der Dissertation ermöglichte der Fonds National de la Recherche Luxembourg (FNR) auf Grund dessen großzügige finanzielle Unterstützung.

INHALTSVERZEICHNIS	I
KURZFASSUNG.....	I
Abstract	ii
RESUMÉ	iii
1 EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung und Motivation.....	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise.....	3
2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN.....	6
2.1 Kenntnisstand über haufwerksporigen Leichtbeton (LAC)	6
2.1.1 Grundlagen und geschichtliche Entwicklung von Leichtbeton	6
2.1.1.1 Gefügedichte Leichtbetone	6
2.1.1.2 Porenleichtbeton (Schaumbeton).....	7
2.1.1.3 Porenbeton.....	7
2.1.1.4 Haufwerksporiger Leichtbeton (LAC)	8
2.1.2 Mischungsentwurf und Frischbetoneigenschaften von LAC	9
2.1.3 Ausgangsstoffe für Leichtbetone.....	11
2.1.4 Einfluss des Herstellungsprozesses und der Lagerung auf die Festigkeit von LAC....	15
2.1.5 Lastabtrag in LAC gegenüber gefügedichten Betonen	21
2.2 Tragverhalten von Wänden aus Mauerwerk und unbewehrten Betonen.27	
2.2.1 Stand der Technik und Normung zur Bemessung unbewehrter Wände	29
2.2.1.1 Betonbau – DIN 1045-1 bzw. EC 2 und DIN EN 1520 (LAC)	29
2.2.1.2 Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6 bzw. DIN 1053-100	33
2.3 Modellierung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung	35
2.3.1 Analyse normativer Werkstoffgesetze.....	35
2.3.2 Dimensionslose Darstellungsweise der Spannungs-Dehnungsbeziehungen.....	35
2.3.3 Werkstoffgesetz nach DIN 1045-1 (S) (Schnittgrößenermittlung).....	37
2.3.4 Werkstoffgesetz nach DIN 1045-1 (B) - (Bemessung).....	38
2.3.5 Werkstoffgesetz nach DIN EN 1520	38
2.3.6 Spannungs-Dehnungs-Linien aus der Literatur	39
2.4 Zusammenfassung und offene Fragen	40
3 STAND DER TECHNIK - MARKTSTUDIE	42

3.1	Versuchsprogramm	42
3.2	Messverfahren zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit von Wärmedämmsteinen.....	43
3.3	Einflussfaktoren auf den Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit	47
3.3.1	Einflussfaktor Feuchtegehalt- Auswertungsverfahren	47
3.3.2	Einflussfaktor Trockenrohdichte	49
3.4	Wärmeleitfähigkeit der Mauersteine aus der Marktstudie.....	50
3.4.1	Externe Kontrollmessungen zur Wärmeleitfähigkeit.....	52
3.5	Prüfung der Mauersteindruckfestigkeit	54
3.5.1	Ergebnisse der intern und extern durchgeführten Druckfestigkeitsprüfungen	54
3.6	Ableitung des Optimierungs- und Forschungsbedarfs aus der Marktstudie.....	56
3.7	Fazit und Bewertung der Ergebnisse aus der Marktstudie.....	60
4	LEICHTBETONENTWICKLUNG	61
4.1	Vorgehensweise.....	61
4.2	Verwendete Ausgangsmaterialien.....	62
4.3	Mischungsrezepturen für haufwerksporige Leichtbetone (LAC)	64
4.4	Herstellung der Probekörper	69
4.4.1	Separate Laborprüfkörper.....	69
4.4.2	Produktion.....	70
4.5	Thermische Eigenschaftswerte von LAC	71
4.5.1	Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit.....	71
4.5.2	Rohdichte-Lambda-Relation	71
4.6	Mechanische Materialkennwerte von LAC	72
4.6.1	Rohdichte-Druckfestigkeits-Relation.....	72
4.7	Zusammenstellung der Wärmeleitfähigkeits- und Druckfestigkeitskennwerte und Kosten	75
4.8	Weitere bemessungsrelevante mechanische Eigenschaftswerte von LAC	77
4.8.1	E-Modul - Vergleich zwischen gemessenen und nach DIN EN 1520 prognostizierten Werten	77
4.8.2	Vergleich normativer Ansätze mit experimentell bestimmten Spannungs-Dehnungs-Linien aus einaxialen Druckprüfungen an Zylindern.....	79
4.8.3	Querdehnzahl für verschiedene LAC-Rezepturen.....	81

4.8.4	Biegezugfestigkeit Vergleich zwischen gemessenen und prognostizierten Werten	87
4.8.5	Zentrische Zugfestigkeit	89
4.9	Fazit zur Leichtbetonentwicklung.....	91
5	UNTERSUCHUNGEN ZUM GRÖßEN- UND SCHLANKHEITSEFFEKT AUF DIE RESULTIERENDE FESTIGKEIT	92
5.1	Untersuchungen zum Größeneffekt auf die resultierende Festigkeit	92
5.1.1	Zielsetzung und Vorgehensweise	92
5.1.2	Theoretische Vorüberlegungen - Begriffsdefinitionen	94
5.1.3	Größen- und Geometrieeffekte der Druckfestigkeit für LAC an Standardprüfkörpern	98
5.1.3.1	Versuchsbeschreibung	99
5.1.3.2	Resultate	100
5.1.4	Größen- bzw. Geometrieeffekte bei Lochsteinen vs. Vollsteinen	102
5.1.4.1	Versuchsbeschreibung	104
5.1.4.2	Resultate	106
5.1.5	Schlussfolgerungen zum Größen- und Geometrieeffekt auf die Festigkeit	109
5.2	Bestimmung der Traglast kleinformatiger Wandscheiben vs. Lochsteinfestigkeit	110
5.2.1	Zielsetzung	110
5.2.2	Vorgehensweise zu den Wandscheibenversuchen	111
5.2.3	Versuche an Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen.....	112
5.2.3.1	Einfluss der Steg- bzw. Wanddicke.....	112
5.2.3.2	Kombinierter Einfluss von Wanddicke und Schlankheit.....	114
5.2.4	Versuche an Mauersteinausschnitten aus Lochsteinen (Typ Vbl SW) – Einfluss der Querstege auf die Festigkeit	118
5.3	Fazit der experimentellen Untersuchungen.....	123
5.4	FE-Berechnungen zum Einfluss verschiedener Steifigkeiten im Steinquerschnitt.....	124
5.4.1	Simulation gesamter Lochstein	126
5.4.2	Numerische Berechnungen von Mauersteinausschnitten S1 und S2 sowie einzelner Wandscheiben.....	128
5.4.3	Nichtlineare FE-Berechnungen zum Steinausschnitt S1 und einzelnen konischen Innenstegen aus Lochsteinen	134
5.4.4	Fazit FE-Analysen	148

6	MODELL ZUR ANALYTISCHEN BESCHREIBUNG DER LOCHSTEINFESTIGKEIT	150
6.1	Auswertungsmethoden zur Modellbildung	150
6.1.1	Statistische Aufbereitung der geprüften Materialdruck- und Biegezugfestigkeiten ...	150
6.1.2	Auswertung und Vergleich normativer Bemessungsansätze für unbewehrte Wandquerschnitte gegenüber experimenteller Datensätze	154
6.2	Modell zur analytischen Beschreibung der Lochsteinfestigkeit von Wärmedämmsteinen.....	159
6.2.1	Zielsetzung und Vorgehensweise.....	159
6.2.2	Herleitung und Anwendung des Modells	159
6.2.2.1	Bruchverhalten von Lochsteinen- Initiales Versagen der Querstege	161
6.2.2.2	Finales Versagen der Längsstege infolge von Stabilitätsproblemen	164
6.3	Validierung des Modells an Mauersteinen aus der Marktstudie.....	170
6.4	Fazit zum analytischen Bemessungsmodell	174
7	PROTOTYPENTWICKLUNG AM BEISPIEL VON SANDWICH- UND VERBUND-KONSTRUKTIONEN	175
7.1	Hintergrund der Prototypentwicklung	175
7.1.1	Vorüberlegungen zur Prototypentwicklung.....	176
7.2	Verwendete Materialien	176
7.2.1	Ausgewählte LAC- Rezepturen	176
7.2.2	Dämmstoffe.....	177
7.3	Lösungsvorschläge zur Ausführung des Verbunds und der Tragschalendicke	177
7.3.1	Dreischalige Sandwichkonstruktionen	177
7.3.2	Zweischaliger Verbundstein.....	179
7.4	Ecksteinlösungen	180
7.4.1	Ecksteinlösung für dreischalige Sandwichkonstruktionen.....	180
7.4.2	Ecksteinlösungen für zweischalige Verbundsteintypen.....	183
7.5	Statische und thermische Analysen	186
7.5.1	Statische Berechnungen.....	186
7.5.2	Thermische Berechnungen.....	190
7.6	Fazit und Zusammenfassung Prototypentwicklung	193
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	195
8.1	Zusammenfassung der vorliegenden Arbeit	195
8.2	Ausblick	198

9	LITERATUR	L-1
10	NORMEN.....	L-7
A	ANHANG- MARKTSTUDIE.....	A-1
A.1	Methoden der Bestimmung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit -Beispielberechnung	A-1
B	ANHANG-LEICHTBETONENTWICKLUNG	A-4
B.1	Technische Datenblätter.....	A-4
B.2	Ergebnisse der Optimierungsversuche in der Produktion des Kooperationswerkes.....	A-11
B.3	Daten aus der Leichtbetonentwicklung	A-14
C	ANHANG-GRÖßEN- UND SCHLANKHEITSEFFEKTE FÜR LAC	A-16
C.1	Zu Kapitel 5.1-Größen- und Schlankheitseffekt an Standardprüfkörpern	A-16
C.1.1	Größeneffekt bei der Biegezugfestigkeit	A-20
C.1.1.1	Versuchsbeschreibung.....	A-20
C.1.1.2	Resultate	A-20
C.2	Größen- und Schlankheitseffekte an kleinformatischen Wandscheiben aus Innenstegen.....	A-21
C.3	FE-Berechnungen zum Einfluss verschiedener Steifigkeiten im Steinquerschnitt.....	A-26
D	ANHANG – MODELLBILDUNG	A-37
D.1	Statistische Aufbereitung der geprüften Materialdruck- und Biegezugfestigkeiten	A-37
D.1.1	Grundlagen zur Erzeugung des Weibull-Netzes.....	A-37
D.1.2	Exemplarische Analytische Auswertung nach DIN 55303-7 mit 95% Vertrauensbereich	A-38
D.1.3	Numerisches Verfahren nach der Maximum Likelihood –Methode	A-40
D.2	Einfluss von Lastausmittungen auf die Querschnittstragfähigkeit	A-40
D.3	Ableitung einer analytischen Beziehung der Querschnittsspannungen mit Hilfe der Elastostatik	A-44
D.3.1	Herleitung einer Bruchbedingung/ Fließregel für das Druckversagen der Querschnittsbereiche.....	A-48
D.4	Analytische Beziehungen zur Querschnittbeanspruchung auf LAC-Lochsteine	A-52

D.4.1	Herleitung der Gleichung D-14 zur Bestimmung der Nettosteindruckfestigkeit aus Standard - Material- und Geometriekennwerten bei Aufspalten der Querstege bei 80-90% der Bruchlast.....	A-54
D.5	Detailliertes Berechnungsbeispiel zur Bestimmung der Traglast für den Lochstein V2	A-54
D.6	Validierung des Modells an Mauersteinen aus der Marktstudie.....	A-56
E	ANHANG – PROTOTYPENTWICKLUNG.....	A-58
E.1	Ausgewählte Anschlussdetails	A-58

KURZFASSUNG

Im politischen und gesellschaftlichen Raum wird zur Zeit vermehrt die Notwendigkeit einer nachhaltigen Reduktion des Verbrauchs an Heizenergie bzw. einer Reduktion des CO₂-Ausstoßes diskutiert. Damit wurde auch gerade in den letzten Jahren die Forderung nach einem baulichen Wärmeschutz von Wohngebäuden verstärkt, weshalb der Mauerwerkssektor stark in Bewegung geraten ist. Aufgrund immer strenger werdender Richtlinien, sowohl auf nationaler als auch europäischer Ebene, sehen sich viele Hersteller gezwungen, neue, innovative Mauerwerksbaustoffe auf dem Markt zu bringen, die diesen gestiegenen Anforderungen an die Wärmedämmeigenschaften gerecht werden sollen.

Um den tatsächlichen, aktuellen Stand der Technik auf dem freien Markt festzustellen, wurde zu Beginn des Forschungsprojektes eine Marktstudie an 15 unterschiedlichen Wärmedämmsteinen aus verschiedenen europäischen Ländern durchgeführt. Allerdings verdeutlicht diese Marktstudie an Wärmedämmsteinen, dass gerade bei gut wärmedämmenden Leichtbetonsteinen mit Rohdichten unter 800 kg/m³ noch ein erheblicher Forschungsbedarf an Leichtbetonen und der Herstellung von klassischen Wärmedämmsteinen (z.B. Vbl SW 2) besteht. Die Kenntnis von mechanischen und thermischen Leichtbetonkennwerten und der Einfluss der Mauersteingeometrien auf die Tragfähigkeit und Wärmedämmung von Außenwänden ist ein wesentlicher Aspekt bei der Beurteilung von Wandkonstruktionen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Untersuchungen zur Bestimmung von bemessungsrelevanten haufwerksporigen Leichtbetonkennwerten mit dem daraus folgenden Ziel der Entwicklung von hybriden Wärmedämmsteinen durchgeführt. Um Lösungen zur Optimierung zu finden, werden Untersuchungen von haufwerksporigen Leichtbetonen (LAC) und deren thermisch und festigkeitsrelevanten Eigenschaftswerte sowohl im Labor, als auch in Großversuchen in der Steinfertigung vorgestellt. Dabei ermöglichen umfangreiche Versuche an LAC-Probekörpern in einem Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³ eine gezielte Ermittlung von Verhältniswerten zwischen der Rohdichte und der Wärmeleitfähigkeit einerseits sowie der Festigkeit und weiterer bemessungsrelevanter Kennwerte andererseits. Grundlegend wurden bei der Herstellung der Leichtbetone auch unterschiedliche Arten von Leichtzuschlägen und Betonzusatzmittel erprobt. Diese empirischen Untersuchungen ermöglichen es, dass das thermische und mechanische Materialverhalten von LAC mathematisch in Abhängigkeit einer variablen Rohdichte beschreibbar wird.

Wegen der nicht zufriedenstellenden Ergebnisse aus der Marktstudie, werden neben den Materialkennwerten von LAC auch weitere Einflussfaktoren wie z.B. Größen- und Schlankheitseffekte von Probekörpern und Mauersteinen bzw. kleinformigen Wandscheiben aus Innenstegen von Lochsteinen anhand einer Standardbetonrezeptur auf die resultierende Druckfestigkeiten detailliert untersucht. Zusätzlich werden auch kombinierte Einflussfaktoren an Mauersteinausschnitten empirisch und durch finite Elemente Simulationen mittels des Programms ANSYS[®] numerisch analysiert, um im Anschluss ein für die Bemessungspraxis anwendbares analytisches Modell auf Grundlage der Elastizitätstheorie zur Prognostizierung der Festigkeit von Lochsteinen gegenüber der reinen Materialfestigkeit herzuleiten. Mit dieser

Arbeit wird eine Grundlage für eine quantitative, auf die jeweiligen unterschiedlichen LAC-Betone und Lochsteine mit gitterförmiger Lochsteingeometrie abgestimmte Prognose des Tragverhaltens von Wärmedämmsteinen geschaffen.

Diese aus den empirischen und mechanisch-theoretischen Betrachtungen gewonnenen Erkenntnisse fließen abschließend in der Entwicklung neuer Wärmedämmsteingeometrien im Rahmen einer Prototypentwicklung von Mauersteinen ein. Im Blickpunkt stehen besonders Sandwich- und Verbundkonstruktionen mit einer klaren Funktionstrennung der statisch und thermisch wirksamen Schichten im Steinquerschnitt.

Stichwörter: *haufwerksporiger Leichtbeton (LAC), Leichtbetonentwicklung, Mauersteine, Finite Elemente, Größen- und Schlankheitseffekte, Traglastmodell, Prototypentwicklung, Marktstudie, Wärmeleitfähigkeit, Druckfestigkeit*

ABSTRACT

The current discussion about the necessity of sustainable reduction of primary energy for heating of housing structures and of CO₂ – emissions led the University of Luxembourg to issue a project to develop hybrid light-weight concrete blocks with high heat-insulating properties. Therefore, the demand for wall constructions limiting the heat flow through the outer wall was steadily growing. Because of the progressing standard of national and European Energy Saving Regulations for housing structures and office buildings in the past years, most of the producers of bricks and concrete masonry blocks were forced to develop new, innovative wall materials and constructions.

For assessing the real actual state of the art of masonry blocks, 15 different bricks and blocks were taken from European free market as samples. It was shown, that especially for highly-heat insulating masonry lightweight concrete blocks (e.g. Vbl SW 2) with dry densities below 800 kg/m³ an optimization potential still exists. A relevant aspect for a critical estimation of a wall construction is the knowledge of mechanical and thermal lightweight aggregate concrete (LAC) parameters. The present work describes investigations for determining design limit values of the thermal and mechanical properties of LAC. Based on this, a mathematical approach to describe the strength, the thermal conductivity and for e.g. the stress-strain-relationship linked to the dry density in a range between 500 and 2000 kg/m³ was derived. For studying the material behavior of LAC, specimens were produced in laboratory tests as well as in the production line by fabricating solid lightweight concrete blocks without inner air holes.

Due to the unsatisfying results of the market study, further investigations had to be done to determine the influence of size and slenderness effects on the strength of solid specimen and masonry blocks with inner air holes made of LAC. Additionally, combined influencing factors were studied on block sections cut out of hollow and solid masonry blocks. In the following, the experimental results were verified by simulations with the Finite-Element-Method using the commercial software ANSYS® for modeling different LAC-specimen geometries and the influence of the kind of load applications by a contact zone between steel plates and specimen. Subsequently, the results of these investigations and the achieved knowledge of the influencing factors on the load carrying capacity of the block structures lead to an analytical model

approach for design purpose of masonry blocks based on the elasticity theory. This model allows quantitative predictions of the load bearing strength of hollow and solid masonry blocks with inner air holes arranged in a grid system. The analytical model is verified by comparison of experimental results of different block geometries.

Finally, the knowledge of the load carrying behavior of different LAC specimen geometries achieved by various experimental and numerical results contribute to the construction of new prototypes of heat insulating masonry blocks made of LAC. Based on the results of the market study and numerical parameter studies, it is revealed that it is suggestive to separate the load bearing from the thermal function of the block by developing 3-layered Sandwich and composite blocks made of an insulating and load bearing part.

Keywords: *Lightweight Aggregate Concrete with open structure (LAC), Concrete development, masonry blocks, Finite Element Analysis, Size and Slenderness Effects, load carrying model, prototype development, market study, thermal conductivity, compressive strength*

RESUMÉ

L'actualité concernant le besoin urgent de réduire les besoins en énergie de chauffage primaire, cause majeure d'émission de CO₂, gaz à effet de serre, a poussé l'Université du Luxembourg à mener et à intensifier ses recherches sur les possibilités d'isolation thermique des maisons et bâtiments.

De nombreux nouveaux produits de construction de murs sont apparus ces dernières années, les maîtres d'œuvre devant respecter les nouvelles règles de construction nationales et européennes, en particulier en France la Réglementation Thermique 2000 ou 2005. L'un des objectifs du projet concerne le développement de nouveaux blocs hybrides légers isolants.

Une étude de marché européenne concernant 15 différents blocs isolants a permis de révéler leurs performances réelles et leurs caractéristiques techniques. Cette étude a aussi permis de mettre en évidence le potentiel d'optimisation du béton léger et des performances des blocs de béton léger de densité inférieure à 800 kg/m³ (par exemple Vbl SW 2). Le choix d'un système de construction de murs est basé essentiellement sur la connaissance des valeurs des caractéristiques mécaniques et thermiques du béton léger et sur l'influence des formes géométriques des blocs sur la résistance en compression et l'isolation thermique.

Des recherches sont effectuées pour déterminer les valeurs caractéristiques des bétons légers poreux dans le cadre du développement de nouveaux blocs isolants hybrides. La fabrication d'éprouvettes en laboratoire ou de blocs pleins sur la machine de production d'usine, permet d'optimiser les performances thermiques et mécaniques des bétons légers poreux. Ces essais ont permis de mettre en relation densité, résistance en compression, module d'élasticité et coefficient de conductivité thermique, caractérisés sur des éprouvettes de béton léger poreux de densités comprises entre 500 et 2000 kg/m³. Des recettes constituées de différents granulats légers et d'adjuvants ont été testées. Ces recherches empiriques ont permis de révéler la relation entre, d'une part le comportement thermique et mécanique du matériau, d'autre part sa densité.

Par ailleurs, les résultats de l'étude de marché n'ayant pas apporté satisfaction, d'autres paramètres influant sur les performances des produits tels que l'élancement ou la taille des éprouvettes (facteurs d'échelle) ont été étudiés. Une étude des résistances en compression a été effectuée à partir d'une recette de béton de base, sur des éprouvettes découpées dans les fines parois intérieures de blocs creux. Les résultats expérimentaux ont été vérifiés à partir de simulations à l'aide de la méthode de calculs par éléments finis effectuées sur un logiciel du commerce ANSYS. Une modélisation de différentes géométries d'échantillons constitués de béton léger poreux et l'influence du type de charge ont été déterminées. Les résultats de ces investigations et les connaissances acquises sur les facteurs influant sur la résistance en compression des blocs creux ont permis d'établir un modèle analytique basé sur la théorie de l'élasticité. Le modèle trouvé a permis de prévoir le comportement mécanique sous charge de blocs creux de béton léger poreux et constitués d'alvéoles ou de vides d'air arrangés sous forme de grille. Ce modèle analytique est vérifié par la comparaison entre des résultats expérimentaux effectués sur des blocs de géométries différentes.

Les connaissances issues de l'étude empirique et du calcul mécanique théorique aboutissent à la réalisation de nouvelles formes géométriques dans le cadre du développement de nouveaux prototypes de blocs isolants. Les murs constitués de blocs type sandwich, dont les fonctions statiques et thermiques sont clairement désolidarisées par l'utilisation de deux matériaux différents (coupe transversale), sont particulièrement en vue.

Mots-clés: *béton léger poreux, développement de béton léger, bloc de maçonnerie, calcul élément finis, effets dimensionnels et élancement, modèle analytique, développement de prototype, étude de marché, conductivité thermique, résistance en compression*

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Motivation

Die hohen Rohstoff- und Energiepreise lassen seit einigen Jahren das Verlangen von Bauherren nach gezielt hoch wärmedämmendem Außenmauerwerk wachsen, welches zugleich den statischen und ökologischen Anforderungen, wie auch der Gebrauchstauglichkeit entsprechen soll. Zahlreiche Untersuchungen haben in der Vergangenheit gezeigt, dass die Rohdichte der Baustoffe maßgebend deren Wärmeleitfähigkeit beeinflusst. Mit steigender Rohdichte der Ausgangsmaterialien nehmen in der Regel auch die Festigkeiten und die Wärmeleitfähigkeiten von Mauerwerksprodukten zu. Zur Zeit ist der Mauerwerkssektor stark in Bewegung und aufgrund immer strenger werdender Richtlinien, sowohl auf nationaler wie auch auf europäischer Ebene, sehen sich viele Hersteller gezwungen, neue, innovative Mauerwerksbaustoffe auf dem Markt zu bringen, die diesen hohen Anforderung an die Wärmedämmeigenschaften gerecht werden sollen. Allerdings zeigte eine Marktstudie an Wärmedämmsteinen, dass gerade bei den besonders gut dämmenden Leichtbetonsteinen mit Rohdichten unter 800 kg/m^3 noch ein erheblicher Forschungsbedarf an den Leichtbetonen und der Herstellung der klassischen Wärmedämmsteine (z.B. Vbl SW 2) besteht.

Die Motivation zur Untersuchung von haufwerksporigen Leichtbetonkennwerten und Mauersteingeometrien wurde durch die Erkenntnisse aus der Marktstudie und dem daraus folgenden Ziel der Entwicklung von hybriden Wärmedämmsteinen gegeben. Diese Wärmedämmsteine sollen mit Hilfe von verschiedenen haufwerksporigen Leichtbetonen, neuen Steingeometrien und innovativen Materialien Außenwände in einschaliger Bauweise ohne zusätzliche, nachträgliche Maßnahmen zur Außendämmung ermöglichen. Die Außenwände sollen einen angestrebten U-Wert von max. $0,25 \text{ W/m}^2\text{K}$ bei einer möglichst schlanken Gesamtwanddicke von nur 30 bis max. 40 cm aufweisen. Die bisher in Luxemburg hergestellten Wärmedämmsteine wiesen Werte von $0,33 \text{ W/m}^2\text{K}$ auf. Um Lösungen zur Optimierung zu finden, bedarf es einer genauen Untersuchung von haufwerksporigen Leichtbetonen und deren thermischen und festigkeitsrelevanten Eigenschaftswerten sowohl im Labor, als auch in Großversuchen in der Steinfertigung selbst. Grundlegend ist gerade für haufwerksporigen Leichtbeton (LAC- Lightweight Aggregate Concrete) festzustellen, dass das Materialverhalten dieses Baustoffs kaum in der Literatur dokumentiert ist. Innerhalb der hier vorgestellten Arbeit sind deshalb Versuche durchgeführt worden, bei denen gezielt Verhältniswerte zwischen der Rohdichte und der Wärmeleitfähigkeit sowie der Rohdichte und Festigkeit der LAC- Betone auf Basis unterschiedlicher Leichtzuschläge und Betonzusatzmittel über einen Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m^3 bestimmt wurden. Durch eine systematische Auswertung der zuvor beschriebenen empirischen Wertepaare konnten durch nichtlineare Regression sogenannten Rohdichte- Wärmeleitfähigkeits- und Festigkeitsrelationen für den gesamten Rohdichtebereich entwickelt werden. Diese ermöglichen es, dass das thermische und mechanische Materialverhalten von LAC mathematisch in Abhängigkeit der Rohdichte beschreibbar wird. Zu Bemessungszwecken von Mauerwerk, bestehend aus diesen Materialien, sind zudem Eigenschaftswerte wie der E-Modul, die Biegezugfestigkeit und auch die Querdehnzahl μ zu untersuchen. Deshalb werden auch diese Kennwerte im Rahmen der Leichtbetonentwicklung betrachtet.

Aufgrund der zuvor beschriebenen nicht zufriedenstellenden Ergebnisse aus einer Marktstudie an Wärmedämmsteinen werden neben den Materialkennwerten von LAC selbst, auch weitere Einflussfaktoren wie z.B. die aus der Literatur für Normalbeton bekannten Größen- und Schlankheitseffekte auf die resultierende Druckfestigkeit von LAC- Prüfkörpern detailliert untersucht. Aus diesen empirischen Analysen sollen wesentliche Erkenntnisse zum Einfluss der Geometrie von Lochsteinen auf den Lastabtrag und die Druckfestigkeit von Lochsteinen gewonnen werden. Diese

Kenntnisse sollen der zukünftigen fortschreitenden Optimierung von monolithischen Wärmedämmsteinen mit Lochkonfigurationen dienen. Durch die zuvor beschriebene Vorgehensweise werden im Anschluss gezielt Mauersteingeometrien im Rahmen einer Prototypentwicklung als Sandwich- und Verbundsteinkonstruktionen entwickelt, die zugleich tragfähige und auch hochwärmedämmende Wandsysteme aus LAC ermöglichen. Ein im Anschluss für die Bemessungspraxis zu entwickelndes analytisches Modell zur Prognostizierung der Festigkeit von Lochsteinen im Vergleich zur Materialfestigkeit soll dazu beitragen, dass in der Zukunft die gewünschten Festigkeitseigenschaften gezielt erreicht werden.

1.2 Zielsetzung

Ziel der Arbeit ist es, neuartige Wärmedämmsteine zu entwickeln und die Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit von monolithischen Lochsteinen aus haufwerksporigen Leichtbetonen zu verstehen, um im Anschluss ein Ingenieurmodell zur Vorhersage der Lochsteinfestigkeit gegenüber der reinen Materialfestigkeit erarbeiten zu können.

Hierzu wurden im Vorfeld folgende Teilziele definiert:

- Durch die Erstellung einer Marktstudie von frei verfügbaren Mauersteinprodukten mit besonders wärmedämmenden Eigenschaften aus dem europäischen Raum, soll in einem ersten Schritt der wirkliche Stand der Technik festgestellt werden. Da sich die festigkeitsrelevanten und thermischen Eigenschaften von klassischen Bauprodukten in Abhängigkeit der Rohdichte gegenläufig verhalten, sind vor allem neben den festigkeitsrelevanten, auch die thermischen Kennwerte zu untersuchen. Denn es ist allgemein bekannt, dass mit steigenden Rohdichten von mineralischen Baustoffen, die Festigkeiten der Materialien bei gleichzeitiger Senkung des Wärmedurchlasswiderstandes steigen. Somit verhalten sich die für Mauersteine typischen Anforderungen, wie der Schall- und Brandschutz sowie die Tragfähigkeit entgegengesetzt zu den thermischen Anforderungen, wie z.B. den Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit einer Wandkonstruktion.
- Mathematische Beschreibung der Beziehungen der Trockenrohddichte zur Wärmeleitfähigkeit und zur Festigkeit von LAC- Betonen in einem Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³, um gezielt in Abhängigkeit eines einzigen Werkstoffparameters die für Wärmedämmsteine wesentliche Relation zwischen thermischen und mechanischen Eigenschaftswerten zielsicher prognostizieren zu können.
- Ermittlung der Einflussfaktoren auf die Druckfestigkeit von Lochsteinen aus haufwerksporigen Leichtbeton gegenüber der Materialfestigkeit. Dazu sollen zunächst Tastversuche an Standardprüfkörpern, wie Würfeln und Zylindern, aber auch kleinformatischen Wänden, die zum einen aus Vollsteinen und zum anderen aus Lochsteinen herausgetrennt wurden, ausgewertet werden. Des Weiteren wird versucht, die Einflüsse von Rohdichte, Befüllungsvolumen, minimale Abmessung (bzw. Größtkorn) und Schlankheit der Innenstege im Mauerstein zu benennen.
- Eine genaue Auswertung der Versuchsergebnisse in dieser Hinsicht erfolgt unter Bezug auf normative Bemessungsansätze. Die bereits aus der Literatur bekannten Form- und Traglastfaktoren aus dem Beton- und Mauerwerksbau werden auf eine Anwendung und Übertragung in ein Ingenieurmodell zur Vorhersage der festigkeitsmindernden Einflüsse bei Lochsteinen durch analytische und numerische Berechnungen überprüft.
- Zusammenführung der Resultate aus den zuvor genannten Teilzielen zur Erarbeitung eines Ingenieurmodells zur Prognostizierung der Lochsteintragfähigkeit von monolithischen Wärmedämmsteinen gegenüber der Materialfestigkeit. Anhand von Mauersteinen aus der Marktstudie wird das für einen „Referenz-Lochstein“ entwickelte Traglastmodell überprüft.

- Anschließend sind aus den Erkenntnissen der einzelnen Untersuchungsetappen neue Wärmedämmsteine als Prototypen zu entwickeln. Anhand der aufgestellten empirisch-funktionalen Beschreibung der thermischen und mechanischen Kennwerte in Abhängigkeit der Rohdichte von LAC, sollen gezielt die Eigenschaftswerte der Prototypen im Vorfeld der Herstellung für die ausgewählten Betone und Materialien prognostizierbar werden.

1.3 Vorgehensweise

Die Abbildung 1-1 zeigt mittels einer Übersicht die zur Erreichung des beschriebenen Ziels der Arbeit verwendete Vorgehensweise.

- Die Arbeit beginnt mit einer Zusammenstellung der bisher in der Literatur und Normen veröffentlichten Kenntnisse und theoretischen Grundlagen zu haufwerksporigen Leichtbetonen (LAC). Einleitend wird auf die geschichtliche Entwicklung von Leichtbetonen im Allgemeinen und auf die existierenden unterschiedlichen Arten und die Einteilung von Leichtbetonen eingegangen, um klar die Unterschiede und Besonderheiten von LAC gegenüber anderen, meist in ihren Eigenschaften bekannteren Normal- und gefügedichten Leichtbetonen herauszustellen. Nach dieser Einleitung wird im **Kapitel 2** näher auf die Besonderheiten im Mischungsentwurf, die Ausgangsstoffe von haufwerksporigen Leichtbetonen und den Herstellprozess für Mauersteine aus LAC eingegangen. Im Rahmen der Zielsetzung der Arbeit werden abschließend im Kapitel 2 der bisherige Stand der Technik und Normung zum Tragverhalten von unbewehrten Beton- und Mauerwerkswänden sowie zur Modellierung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Betonen erläutert.
- In **Kapitel 3** wird, um den wirklichen Stand der Technik von Wärmedämmsteinen auf dem freien europäischen Markt analysieren zu können, eine Marktstudie an 15 verschiedenen Mauersteinen vorgestellt. Unter diesen Mauersteinen wurden neben überwiegend monolithischen Wärmedämmsteinen und Sandwichkonstruktionen aus LAC, auch vergleichbare Porenbetonsteine und ein Hochlochziegel in den unteren Rohdichte- und Steinfestigkeitsklassen untersucht. Dazu wurden experimentell die Trockenrohddichten, Druckfestigkeiten und Wärmeleitfähigkeiten im Labor von einer großen Anzahl an unterschiedlichen Steinen geprüft. Zur Verifizierung der ermittelten Messwerte wurden zusätzlich 3 verschiedene monolithische Mauersteintypen aus LAC von zwei unabhängigen Prüfinstituten in Deutschland getestet. Anhand dieser Ergebnisse erfolgt in Kapitel 3 eine Bewertung des Optimierungs- und Forschungsbedarfs von Wärmedämmsteinen im unteren Rohdichte- und Steinfestigkeitsbereich der Festigkeitsklassen von überwiegend 2 bis maximal 6.
- Aufbauend auf den Erkenntnissen aus Kapitel 2 ist festzustellen, dass die Materialeigenschaften von LAC kaum in der Literatur dokumentiert sind. Zusätzlich befassten sich in der Vergangenheit auch nur wenige Forschungsvorhaben /Voc59/, /Kva01/ mit der Ermittlung von Eigenschaftswerten dieser Betone. In **Kapitel 4** werden deshalb die eigenen Untersuchungen zu den entwickelten Leichtbetonrezepturen vorgestellt. Dazu wurden LAC- Betone auf Basis von verschiedenen leichten Gesteinskörnungen wie verschiedenen Blähtonen, Blähglas und Beimengungen von Kalksplitt, Leicht- und Natursanden sowie unterschiedlichen Betonzusatzmitteln in einem Trockenrohddichtebereich von 500 bis 1900 kg/m³ erprobt. Bestimmte, ausgewählte LAC- Rezepturen wurden zudem iterativ durch Versuche in der Produktion an die Steinfertigung in Großversuchen angepasst. Dadurch ist es möglich, thermische und mechanische Materialkennwerte für unterschiedliche Leichtbetone zu ermitteln und einen mathematischen Zusammenhang zwischen der Rohdichte, Festigkeit und Wärmeleitfähigkeit und weiteren bemessungsrelevanten mechanischen Kennwerten aufzustellen.
- Die in **Kapitel 5** vorgestellten Literaturlauswertungen fassen für Normal- und gefügedichte Leichtbetone bekannte Umrechnungsfaktoren zur Bestimmung der Druckfestigkeit von

Standardprüfkörpern zusammen. Unter Standardprüfkörper werden Würfel und Zylinder unterschiedlicher Abmessungen verstanden. Da auch wiederum keine Untersuchungen in der Literatur zu Umrechnungsfaktoren für den Einfluss von Größen- und Schlankheitseffekten von Standardprüfkörpern speziell aus LAC- Betonen auf die Druckfestigkeit gefunden werden konnten, werden in Kapitel 5 eigene, vergleichende Untersuchungen zu diesen Einflussparametern vorgestellt. Neben diesen Umrechnungsfaktoren existieren auch normative Umrechnungsfaktoren für unterschiedliche Mauersteinformate. Anhand von Lochsteinen wird für die eigenen Versuchreihen in Kapitel 5.1, auch der Einfluss unterschiedlicher Mauersteinformate auf die Druckfestigkeit untersucht, um diese Einflussfaktoren gegebenenfalls in einer Modellbildung zur Beschreibung der Lochsteinfestigkeit berücksichtigen zu können. Zusätzlich werden in Kapitel 5.2 einzelne Innenstege aus Lochsteinen und kleinformatigen Wandscheiben aus Vollsteinen der gleichen LAC- Rezeptur geschnitten und zentrischen Druckversuchen unterzogen, sowie Lochsteinausschnitte mit 1 und 3 Luftreihen getestet. Anhand dieser Tests wird der Einfluss von Stegslankheiten, dem Verhältnis von Innenstegdicken zum Größtkorndurchmesser, der Lochsteingeometrie und dem Befüllungsvolumen auf die resultierende Druckfestigkeit analysiert. Neben empirischen Untersuchungen werden zu den zuvor benannten Prüfkörpern auch vergleichende lineare und nichtlineare Finite-Element-Berechnungen durchgeführt, um die im Versuch beobachteten Versagensmechanismen und Bruchbilder besser verstehen zu können. Dieses Vorgehen dient im weiteren Verlauf der Beurteilung vorhandener Ansätze zur Herleitung eines theoretischen Berechnungsverfahrens für die Querschnitts- und Systemtragfähigkeit von Lochsteinen mit gitterförmiger Innenstegstruktur.

- In **Kapitel 6** werden die Ergebnisse und Erkenntnisse der zuvor beschriebenen unterschiedlichen Untersuchungen an LAC- Proben in einem Modell zur Abbildung der Lochsteinfestigkeit zusammengeführt. Mittels dem Modellansatz und den formulierten Bruchkriterien ist es möglich, das im Versuch beobachtete Aufspalten der Querstege mechanisch über ein Bruchkriterium in Abhängigkeit der Lochsteinfestigkeit bezogen auf die reine Materialdruckfestigkeit zu beschreiben. Das nach Aufspalten der Querstege stattfindende finale Versagen der Längsstege infolge lokalen Stabilitätsverlusts wird anhand der aus dem Beton- und Mauerwerksbau bekannten Vorgehensweise zu Bestimmung der Traglast von unbewehrten Wänden praxisorientiert hergeleitet. Abschließend erfolgt eine Validierung des in Kapitel 6 hergeleiteten Modells an Lochsteinen aus LAC aus der Marktstudie. Das Modell wird mit den Ergebnissen an unterschiedlichen Lochsteinen aus der Marktstudie bestätigt.
- Zuletzt wird in **Kapitel 7** als Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den durchgeführten Arbeiten die Entwicklung von neuen Prototypen als Sandwich- und Verbundsteinkonstruktionen vorgestellt.

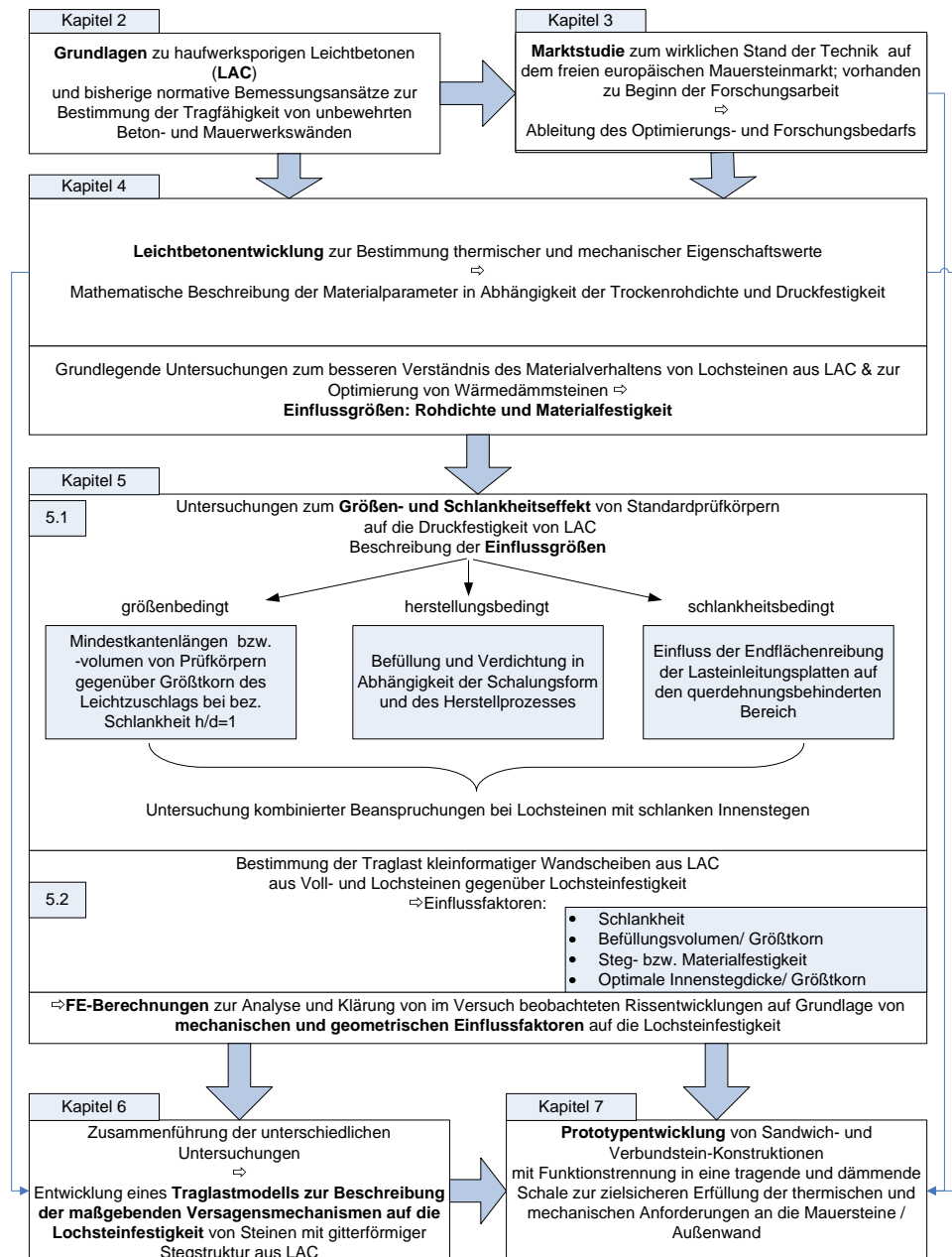


Abbildung 1-1: Übersicht der Bearbeitungsschwerpunkte innerhalb der Arbeit

2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN

2.1 Kenntnisstand über haufwerksporigen Leichtbeton (LAC)

2.1.1 Grundlagen und geschichtliche Entwicklung von Leichtbeton

Hauptmerkmal von Leichtbeton ist im Vergleich zu Normalbeton sein geringes Gewicht, welches zumeist durch porige Leichtzuschläge und Lufteinschlüsse erzielt wird. Während die Trockenrohdichte für Normalbeton in einer Bandbreite von $2000 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 2600 \text{ kg/m}^3$ (/Cem06/, /Zem02/) begrenzt ist, werden Betone mit Trockenrohdichten unter 2000 kg/m^3 als Leichtbetone bezeichnet. Im Vergleich zu gefügedichten Normalbeton aus dichten Gesteinskörnungen und dichtem Zementstein unterscheidet man bei Leichtbeton mehrere Arten von Leichtbetonen in Abhängigkeit der Art des Einbringens der Poren in das Leichtbetongefüge. Prinzipiell lassen sich Leichtbetone über die Einteilung in Korn-, Matrix- und Haufwerksporigkeit unterscheiden (vgl. /Bos08/, /Fau03/). Kombinationen aus diesen drei Lösungen sind zudem auch in der Praxis anzutreffen. Generell lassen sich Leichtbetone wie folgt einteilen, in:

- Gefügedichter Leichtbeton mit Kornporosität
- Porenleichtbeton
- Porenbeton
- Haufwerksporiger Leichtbeton mit dichter oder poröser Gesteinskörnung

Kornporosität bedeutet, dass Normalzuschläge durch porige Zuschläge, sogenannte genormte Leichtzuschläge gemäß DIN EN 13055-1 ersetzt werden und sich die Lufteinschlüsse in der leichten Gesteinskörnung befinden. Somit erhält man einen so genannten konstruktiven Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge, der deshalb auch als gefügedichter Leichtbeton (LWAC – Light Weight Aggregate Concrete bzw. LC) bezeichnet wird.

Diese Betone sind für einen Rohdichtebereich $\geq 800 \text{ kg/m}^3$ nach DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2 zur Herstellung und Festlegung der Eigenschaften genormt und die Bemessung von Bauteilen erfolgt im Wesentlichen analog zu Normalbeton nach DIN 1045-1. Der Austausch der Zuschläge erfolgt immer im Grobkornbereich ($\varnothing \geq 4 \text{ mm}$) (vgl. /Fau00/). Zusätzlich kann auch Leichtsand statt Normsand eingesetzt werden. Gefügedichte Leichtbetone werden vorwiegend aufgrund ihrer höheren Festigkeiten bei gleichzeitig geringem Gewicht im konstruktiven Ingenieurbau (Hoch- sowie Brückenbau) eingesetzt.

2.1.1.1 Gefügedichte Leichtbetone

Leichtbetone sind prinzipiell kein neuer Baustoff. Sie waren bereits in der Antike unter den Römern bekannt. So wurde z.B. die Kuppel des im 2. Jh. vor Chr. erbauten Pantheons in Rom aus Beton mit Bimsleichtzuschlägen mit nach oben abnehmenden Rohdichten von 1750 bis 1350 kg/m^3 errichtet (vgl. Abbildung 2-1). Auch das berühmte Kolosseum wurde teilweise aus Betonen mit leichten Zuschlägen aus Vulkanlava, Ziegelsplitt und Tuffstein erbaut. Im letzten Jahrhundert fand der gefügedichte Leichtbeton zudem Anwendung im Schiffsbau. So wurden in der USA z.B. im ersten und zweiten Weltkrieg über 100 Schiffe mit Kapazitäten von 3000 bis 140000 Tonnen aus gefügedichtem Leichtbeton hergestellt (vgl. /ELC00/, /Kor02/). Diese Schiffe zeichneten sich gegenüber Schiffen mit Stahlrumpf dadurch aus, dass sie einen hohen Widerstand gegenüber Druckwellen in Kampfeinsätzen und eine gute Salzbeständigkeit der Außenschale aufwiesen. Im Zuge dieses Erfolgs fand der

Leichtbeton in den USA auch Einzug im konstruktiven Ingenieurbau, wodurch einige Hochhäuser und Brücken mit Leichtbetonelementen erbaut wurden.

In Europa wurden die ersten wirklich großen Leichtbetonprojekte erst in den 50'er und 60'er Jahren errichtet (vgl. /Fau03/, /Arn86/). In Deutschland wurden größere Projekte aus gefügedichten Leichtbetonen erst in den 70'er Jahren realisiert (vgl. Abbildung 2-1). Deshalb wurde diese Art der Leichtbetone in der Vergangenheit Gegenstand von Forschungsprojekten, wodurch ihre Materialeigenschaften mittlerweile zwar genauer bekannt sind, jedoch trotz aller Bemühungen immer noch Fragen zur Festlegung bestimmter Materialkennwerte offen sind und weiterhin Forschungsbedarf, wie dies auch im FIB- Bulletin 8 /FIB00/ dokumentiert ist, besteht. Erst Ende der 1990'er Jahren wurde zu diesem Thema auf europäischer Ebene eine Arbeitsgruppe, das sogenannte EuroLightCon- Projekt ins Leben gerufen, das zur Aufgabe hatte, verlässliche und effektive Bemessungs- und Konstruktionsregeln für konstruktiven Leichtbeton zu entwickeln.

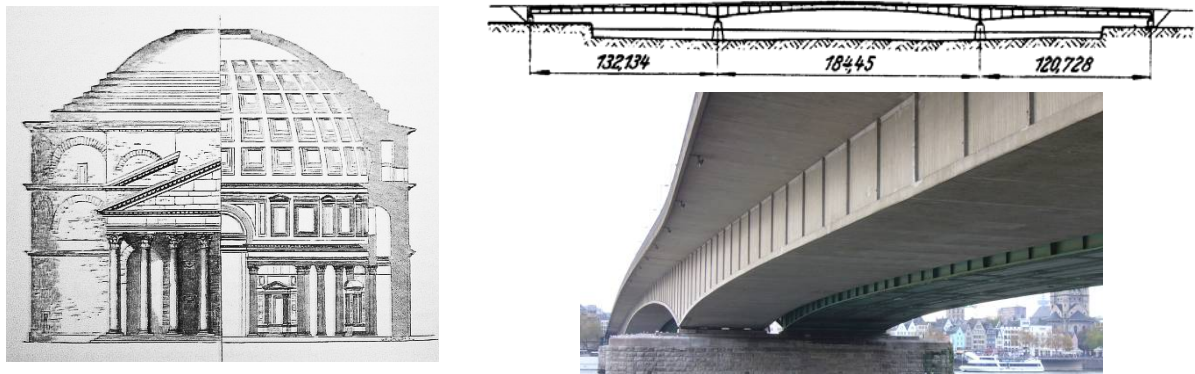


Abbildung 2-1: Anwendungen von Leichtbetonen in der Antike und heutzutage:
von links: Kuppel des Pantheons in Rom /Fer93/; Köln- Deutzer Brücke mit
Hohlkastenquerschnitt aus Stahl- und Leichtbeton (linker Erweiterungsquerschnitt) /Fäc01/

Zur gleichen Zeit wurde von der „International Concrete Association- CEB - fib“ eine Erweiterung zum Model Code 90 /MC90/ für Normalbeton erarbeitet. Im Bulletin 4, wurden die Regelungen aus dem Model Code 90 derart aufbereitet, dass diese auch auf LWAC- Betone anwendbar sind. Des Weiteren kann gefügedichter Leichtbeton auch als selbstverdichtender Leichtbeton hergestellt werden (vgl. /Mül04/, /Deh01/).

2.1.1.2 Porenleichtbeton (Schaumbeton)

Porenleichtbetone bzw. Schaumbetone werden auf der Baustelle oder werksseitig durch die Zugabe von Luftporenbildnern und Schaumbildnern erzielt. Dieser Leichtbeton weist ein matrixporiges Gefüge mit fein dispergierten geschlossenen kugeligen Luftporen im Zementstein auf. Je nach Anwendungsbereich können dichte bzw. porige Leichtzuschläge hinzugegeben werden /Bos08/. Die Matrix ähnelt dabei sehr der von gefügedichten Leichtbetonen. Die Eigenschaften von Schaum- oder Porenleichtbeton werden im weiteren Verlauf nicht weiter behandelt, da dieser Beton aufgrund seiner fließfähigen Konsistenz und geringen Festigkeit im Vergleich zu haufwerksporigem Leichtbeton nicht bei der Fertigung von Mauerwerksprodukten und tragenden Fertigteilen zum Einsatz kommt.

2.1.1.3 Porenbeton

Porenbeton ist ein feststehender Begriff für werksmäßig gefertigte Porenbetonelemente, wie Mauersteine (Block- und Plansteine, vgl. Kapitel 3 - Marktstudie) und Fertigteilen (z.B. Wand-, Deckenplatten). Porenbeton gehört zwar der Gruppe der Leichtbetone an, er ist aber im Gegensatz zu den anderen Leichtbetonarten ein in Autoklaven dampfgehärteter, massiver Baustoff und besteht aus einem Rohstoffgemisch von feingemahlenem Quarzsand, Branntkalk bzw. Zement, Anhydrit bzw. Gips, Wasser und einem Porenbildner (z.B. Aluminiumpulver). Diese Mischung wird in Formen

gegossen. Durch chemische Reaktionen wird in der alkalischen Mörtelsuspension Wasserstoffgas gebildet. So entstehen viele kleine Gasblasen, welche die ansteifende Mischung aufschäumen. Diese Makroporen haben einen Durchmesser von 0,5 bis 1,5 mm (vgl. /Por02/). Nach dem Ansteifen werden die Blöcke und Elemente mit Stahldrähten in Form geschnitten. Porenbetone weisen in der Regel einen Rohdichtebereich von 300 bis 1000 kg/m³ und Wärmeleitfähigkeiten ab 0,09 W/mK auf /Bos08/.

2.1.1.4 Haufwerksporiger Leichtbeton (LAC)

Diesen zuvor genannten gefügedichten Leichtbetonen stehen jene mit porigem Gefüge gegenüber, die als haufwerksporige Leichtbetone (Lightweight Aggregate Concrete with open structure – LAC) bezeichnet werden (vgl. Abbildung 2-2). Bei haufwerksporigen Leichtbetonen (LAC) wird die Sieblinie der Zuschlagskörner derart ausgewählt, dass in Abhängigkeit von dem Verdichtungsprozess und der Korngrößenverteilung ein möglichst großes Hohlraumvolumen zwischen den einzelnen Zuschlägen entsteht. Dies geschieht durch das Auslassen oder Reduzieren einzelner Korngruppen bei der Erstellung der Sieblinie. Im Extremfall wird nur eine Korngruppe aus groben Zuschlagsfraktionen (z.B. 4/8 oder 8/16 mm) verwendet, dann spricht man von Einkornbetonen oder im englischen Sprachgebrauch auch sinnbildlich von „No-fines Concretes“ (vgl. /EM01/; /Cem97/). Die Zementleimmenge und der Feinmörtelanteil werden bei dieser Art der Leichtbetone dermaßen reduziert, dass die Zuschläge nur mit Zementleim umhüllt und punktwise untereinander durch einen sogenannten Punkt - zu - Punkt - Kontakt verkittet werden. An diesen Kontaktpunkten formt der Zementleim einen Meniskus aus, der für den Zusammenhalt der Leichtzuschläge untereinander verantwortlich ist /Bor05/ und dem Leichtbeton, neben der Leichtzuschlagsfestigkeit selbst, seine Festigkeit gibt. Über diese optisch sichtbaren Menisken zwischen den Zuschlägen werden die physikalischen Bindungskräfte besonders im Frischbeton für eine hohe Grünstandfestigkeit aktiviert. Höhere Festigkeiten werden z.B. durch die Zugabe von Feinstzuschlägen wie Leicht- (0/4 mm) und Normalsand (0/2 mm) erzielt, da diese das Zementleimvolumen und die ausgebildeten Menisken zwischen den Leichtzuschlägen vergrößern. Allerdings erhöhen sich bei dieser Vorgehensweise durch die Verringerung der Haufwerksporigkeit auch die Rohdichte und Wärmeleitfähigkeit (vgl. Abbildung 2-2 c) und d)).

Bei haufwerksporigen Leichtbetonen ist es besonders schwierig, Entmischungen und ein Absinken des Zementleims in die teils zusammenhängenden Hohlräume infolge einer zu flüssigen Konsistenz des Zementleims zu vermeiden /Leu07/. Folglich kommt nur eine geringe Bandbreite der Zementleimmenge in Abhängigkeit der Korngrößenverteilung in Betracht. Ein sinnvoller Zementgehalt bezogen auf einen m³ Leichtbetonmischung beträgt nach *Dehn* /Deh98/ bzw. gemäß weiterer Literaturangaben (/Cem97/, /Sag99/) zwischen 90 und 250 kg/m³. Haufwerksporiger Leichtbeton kann generell mit dichter oder poriger Gesteinskörnung ausgeführt werden.

Anwendungsgebiete für Einkornbetone mit dichter Gesteinskörnung sind z.B. Sickerrohre, Mauersteine aus Beton nach DIN V 18153-100 oder auch Dränbeton. Wegen der erhöhten Schalladsorption, wird er auch für Lärmschutzwände verwendet. Haufwerksporiger Leichtbeton mit porigen Zuschlägen wird vor allem wegen den guten wärmedämmenden Eigenschaften eingesetzt. Für diese Betone sind aufgrund des haufwerksporigen Gefüges und der Lufteinschlüsse in den Leichtzuschlägen Trockenrohddichten von unter 500 kg/m³ erreichbar (/Voß09/, /Leu07/, /Leu09/). Allerdings weisen diese Betone infolge der porigen Leichtzuschläge und des geringen Zementleimgehalts kombiniert mit einer geringen Menge an Fein- und Feinstzuschlagkörnern zur Zwickelfüllung zwischen dem Grobzuschlag auch nur relativ geringe Festigkeiten auf. Deshalb sind Fertigteile nach DIN EN 1520 und DIN 4213 wie z. B. Wandplatten für leichte Trennwände und Stahlbetondielen für Dach- und Deckenplatten sowie Mauersteine für den Ein- und Mehrfamilienhausbau übliche Anwendungsformen. Bei diesen Verwendungsformen steht das geringe Eigengewicht der Konstruktion bzw. der wärmedämmende Aspekt als technisches Merkmal im Vordergrund.

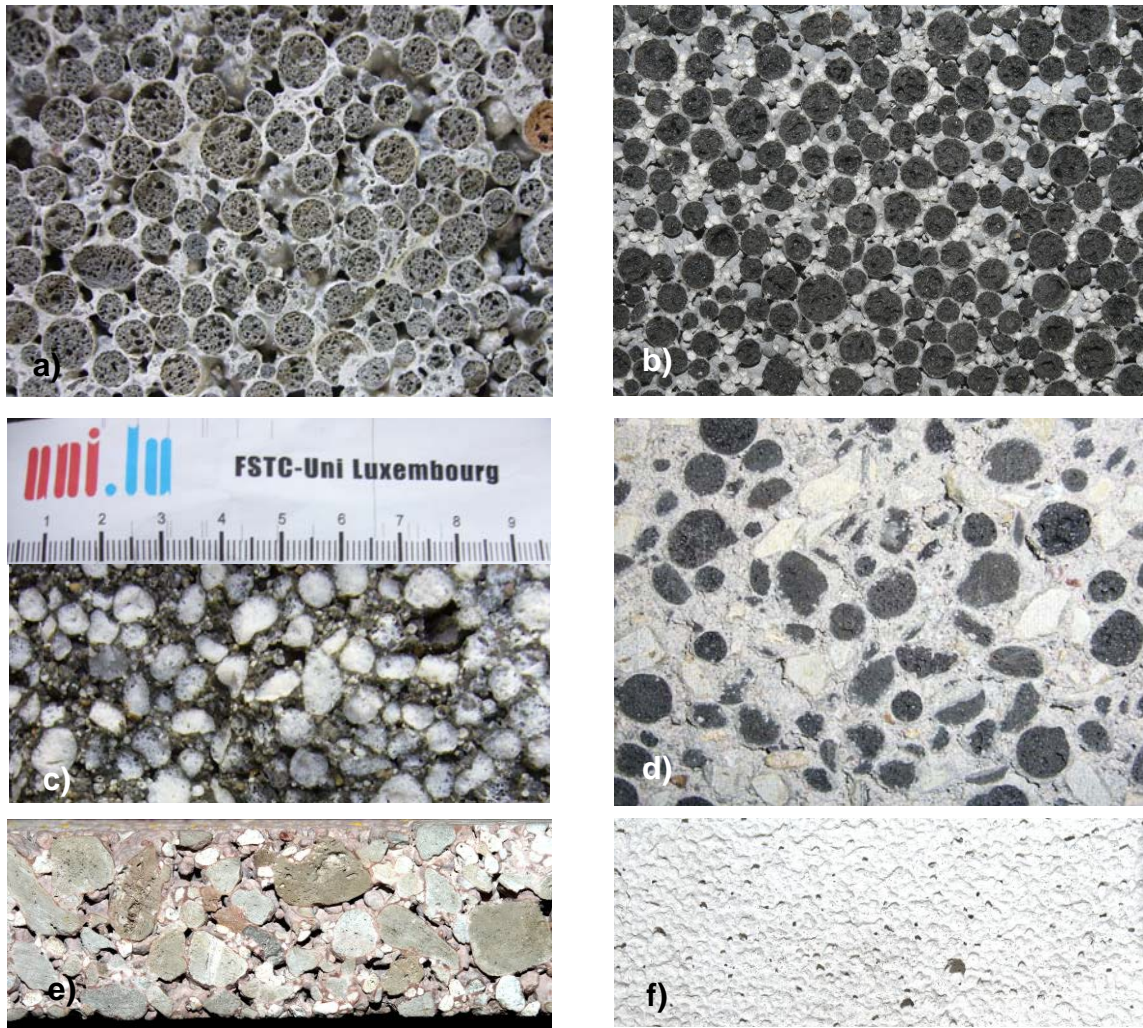


Abbildung 2-2: Verschiedene haufwerksporige Leichtbetonarten (LAC) und Porenbeton zur Herstellung von Mauersteinen: a) LAC mit Blähtonzuschlägen; b) LAC mit Mix aus Blähton-Blähglas; c) Blähglas mit Normalsandzuschlag 0-2 mm; d) sukzessiv ausgetauschter Leichtzuschlag (Blähton) gegenüber Normalzuschlag (Kalksplitt) und Sand; e) Bimsleichtbeton; f) Porenbeton

In den nachfolgenden Kapiteln wird sich auch nur auf diese Leichtbetonart konzentriert, da gerade für Ein- und Mehrfamilienhäuser sowie Bürogebäude zur Zeit ein sehr großes Interesse an leichten Baumaterialien mit guten bauphysikalischen Eigenschaften im Hinblick auf energiebewusste und ökologische Bauweisen besteht, die zudem alle Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllen sollen. Gemäß *Thienel /Thi06/* sind zudem mehr als 80 % der hergestellten Leichtbetone, bei Ausnahme von Porenbeton, haufwerksporige Leichtbetone, die wegen ihren guten wärmedämmenden Eigenschaften im Wohnungsbau eingesetzt werden. Der Einsatz gefügedichter Leichtbetone stellt z.B. nur ein kleines Marktsegment dar, weil die Technologie zur Herstellung dieser Betone im Vergleich zu Normalbeton anspruchsvoller und die Stoffkosten der Ausgangsmaterialien höher sind. Nach *Sagmeister /Sag99/* bestehen ca. 15 % der Mauersteinproduktion in Deutschland aus haufwerksporigen Leichtbeton.

2.1.2 Mischungsentwurf und Frischbetoneigenschaften von LAC

Der Mischungsentwurf eines haufwerksporigen Leichtbetons unterscheidet sich deutlich von dem von gefügedichtem Beton. Haufwerksporige Leichtbetone können nicht nach den für Normalbeton bekannten Verfahren der Festlegung des Wasser-Zement-Wertes (w/z -Wert) über die Expositionsklassen und die Stoffraumrechnungen nach DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 berechnet werden. Durch die Stoffraumrechnung wird bei Normalbeton festgestellt, welche Raumanteile Zement, Wasser, Gesteinskörnung, Zusatzstoffe und Luft in 1 m^3 verdichtetem Beton einnehmen. Der

Stoffraum wird dabei aus dem Gewicht und der Dichte der Ausgangsmaterialien ermittelt. Da aber bei haufwerksporigen Leichtbeton das Volumen der Luft zwischen den Zwickeln der Zuschläge nur sehr grob abgeschätzt werden kann und auf eine Vielzahl von Einflüssen beruht /Aur71/, erfolgt eine Vordimensionierung auf Basis der Schüttdichte des groben Leichtzuschlags und der Bestimmung der Sieblinie. Dabei wird der Zuschlag wegen der sehr unterschiedlichen Schüttdichten im Vergleich zu Zement und Normalzuschlägen wie Normalsand nicht massenbezogen, sondern volumetrisch dosiert. Für eine erste Abschätzung ist es ausreichend, die Schüttdichten des Korngemisches im eingerüttelten Zustand zu betrachten. Zwar reduzieren der Zementleim und die Feinzuschläge die Haufwerksporigkeit, doch bleibt das Volumen des LAC nahezu konstant. Die Frischbetonrohddichte kann dann aus dem Zement- und Wassergehalt sowie den Feinzuschlägen pro 1 m^3 Beton plus der Schüttdichte der groben Leichtzuschläge errechnet werden (Deh98/, /Voß09/). Der Abstufung der Kornfraktionen innerhalb der Sieblinie kommt dabei eine besondere Bedeutung zu. So wird z.B. 1000 Liter loser Grobzuschlag je m^3 haufwerksporiger Leichtbeton eingesetzt. Der resultierende Haufwerksporenraum hängt somit von der Sieblinie und vor allem der Verdichtung ab und lässt sich nur grob abschätzen. Er beträgt i.d.R. zwischen 10 und 25 Vol-% /EM01/ /Thi05/. Ein höherer Anteil an Sandfraktion vergrößert das Zementleimvolumen und verbessert die Festigkeit /Thi06/ /Voc59/. Die Abbildung 2-3 zeigt dazu schematisch die füllende Wirkung der Erhöhung des Anteils an Sandfraktion in der erhärtenden LAC-Gefügestruktur, die somit den Grobzuschlag stützt und zur Festigkeitserhöhung beiträgt. Durch den Zementmörtel (Leim + Sand) kann sich das Volumen der Mischung vergrößern (Sperrkorn) oder gar verringern. Eine Verringerung des Volumens kann z.B. erreicht werden, wenn die Reibung zwischen den rauen Zuschlägen durch eine Gleitschicht aus Zement mit Fließmittel und Schlupfkorn bei der Verdichtung herabgesetzt wird.

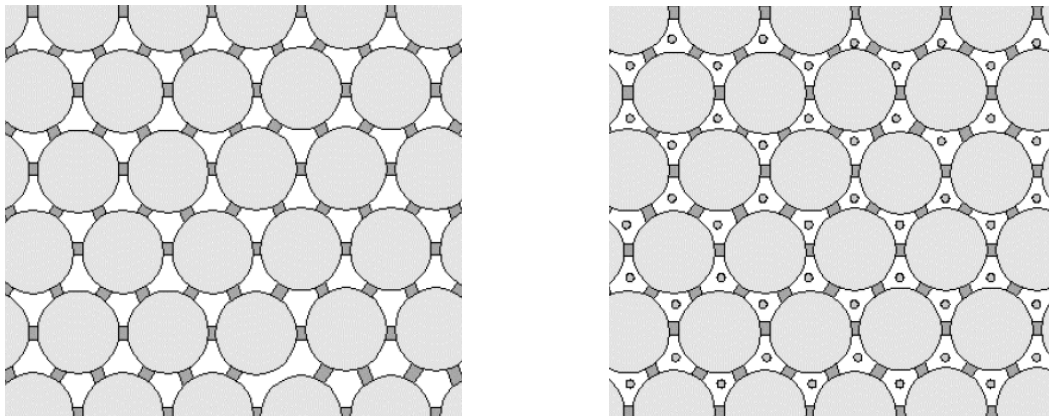


Abbildung 2-3: links: Optimierter Zementleimgehalt nur zur Ausbildung eines Punkt zu Punkt-Kontaktes; rechts: Erhöhung des Zementleimgehaltes zwischen den Leichtzuschlägen zur Erzielung einer höheren Festigkeit, jedoch einhergehend mit einer Erhöhung der Rohddichte nach /Deh98/, vgl. auch /Aur71/

Wie bereits zuvor erwähnt, kann der effektive w/z -Wert des Zementleims bei LAC auch nur in geringen Schranken verändert werden, da die Mischung sonst so trocken ist, dass die Leichtzuschläge nicht ausreichend im Mischer umhüllt werden oder zu nass ist, dass der Zementleim absinkt und tiefer liegende Hohlräume auffüllt und die Mischung entmischt. Ein zu hoher Anteil an Zementleim führt deshalb oft nicht zu einer wesentlich höheren Festigkeit, sondern lediglich zu einer Erhöhung der Betonrohddichte, wie auch eigene Untersuchungen in Kapitel 4 sowie Auswertungen von Dehn /Deh98/ zeigen. Generell sollten allerdings vor Mischungsbeginn die Leichtzuschläge mit Wasser zumindest teilgesättigt sein (20 bis 50 % des Anmachwassers /Deh98/, /Sag99/). Der Wassergehalt von im Freien gelagerten Zuschlägen sollte durch Darrversuche bestimmt werden. Bei Bedarf ist dann die Mischungsberechnung durch den so ermittelten Wassergehalt anzupassen, um ein komplettes Aufsaugen des Anmachwassers durch die Leichtzuschläge zu vermeiden. Dies ist nötig, damit noch genügend Wasser zur Hydratation des Zementleims vorhanden ist (vgl. auch Kapitel 2.1.4). Der optimale Zementgehalt sowie das Zugabewasser müssen gemäß eigener Erfahrung wie auch nach

Angaben von *Sagmeister* /Sag99/ experimentell sukzessiv in Labor- und Großversuchen in der Produktion ermittelt werden.

Da das Frischbetonverhalten aber auch vom Ausgangs- Feuchtezustand der Leichtzuschläge vor Mischbeginn abhängig ist, hat es sich in der Praxis bei der Herstellung von Fertigteilen aus LAC als praktikabel erwiesen, eine Mischungskonsistenz visuell zu beurteilen. Unterschieden wird nach den Phasen erdfeucht (EF), glanzfeucht (GF), schmierig (SM) und nass (NA) /Voc59/. Der übliche Arbeitsbereich in der Produktion von LAC- Fertigteilen erstreckt sich von überwiegend glanzfeucht (GF) bis maximal schmierig (SM) (s. Abbildung 2-4). Dabei kann auch durch die Wahl der Konsistenz die gewünschte Haufwerksporigkeit des verdichteten Produktes im Bereich von 10 bis 25% nach /EM01/ erreicht werden. Ein gleichmäßiges Umhüllen und Verkitten der Leichtzuschläge ist aber im Fall des LAC wichtiger als die Einstellung des w/z-Wertes /Thi06/.

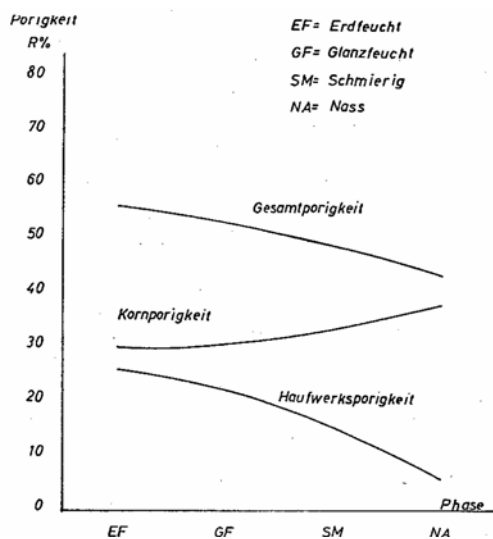


Abbildung 2-4:

Porigkeit bei verschiedener Verdichtung für Würfelproben aus Kesselschlacken als Leichtzuschlag nach /Voc59/ in Abhängigkeit der Arbeitsphase (Abhängig vom Gesamtwassergehalt des verdichteten Produktes)

Zusätzlich kann eine Frischbetonmischung durch die Zugabe von Betonzusatzmitteln wie Fließmittel (FM) und Stabilisierer (ST) gezielt auf eine Verarbeitungskonsistenz eingestellt werden. Erfahrungswerte für die Bandbreite der effektiven w/z-Werte des Zementleimes werden in der Literatur (/Aur71/, /Sag99/, /EM01/, /Bor05/) zwischen 0,3 und 0,5 für eine bestmögliche Umhüllung der Zuschläge angegeben. Dies steht im Widerspruch zu den Erfahrungen mit Mischungsberechnungen für gefügedichte Betone. Die bekannte Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom w/z-Wert, die von Mischungsentwürfen von Normalbeton bekannt ist, gilt für haufwerksporigen Beton nicht /EM01/, /Sag99/. Allerdings wird in der Literatur speziell für LAC mit porigen Zuschlägen

keine feste Bandbreite an w/z-Werten festgelegt, da ein permanenter Austausch von Wasser zwischen Zementleim, den Leichtzuschlägen und der Umgebungsluft stattfindet. Nach *Dehn* /Deh98/ kann auf den optimalen Wassergehalt nur rückschließend nach erfolgten Druckfestigkeitstests geschlossen werden.

Für die Steinfertigung selbst ist vor allem eine hohe Grünstandfestigkeit von großem Interesse, da die Mauersteine direkt nach der Herstellung und Verdichtung mittels einer Steinfertigungsmaschine (Schockvibration) /Kuc03/ aus der Schalung ausgeschalt und auf Brettunterlagen zur Hydratation in Nebelkammern transportiert werden. Dies kann durch den Zusatz von z.B. Flugasche, hauptsächlich aber auch Betonzusatzmitteln und die Wahl der Mahlfeinheit des Zementes beeinflusst werden, da eine größere spezifische Oberfläche zu einer schnelleren chemischen Erhärtung des Zementleims und einer erhöhten Haftfestigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein führt. Die Druckfestigkeit und Rohdichte des Leichtbetons werden letztlich stark von der eingesetzten Leichtzuschlagsart und der Betonzusammensetzung bestimmt.

2.1.3 Ausgangsstoffe für Leichtbetone

In DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 sind die Anforderungen an die Ausgangsstoffe von Normal- und Leichtbeton mit Verweisen auf die gültigen Normen und Richtlinien zusammengefasst. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die Ausgangsstoffe und ihren normativen Regelungen nach DIN EN 206-1, die auch für Leichtbetone gelten.

Tabelle 2-1: Ausgangsstoffe von Leichtbetonen nach DIN EN 206-1, die auch im Rahmen der eigenen Untersuchungen genutzt werden

Ausgangsstoffe	Regelungen bzw. Normen für Ausgangsstoffe nach DIN EN 206-1
Zement	EN 197-1: Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
Zusatzstoff: Flugasche	EN 450: Flugasche für Beton – Definitionen, Anforderungen und Güteüberwachung
Zusatzmittel	EN 934-2: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpreßmörtel Teil 2: Betonzusatzmittel, Definitionen und Anforderungen
Zugabewasser	EN 1008: Zugabewasser für Beton
Gesteinskörnung	EN 12620: (normale und schwere) Gesteinskörnungen für Beton EN 13055-1: Teil 1: Leichte Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel - „Leichtzuschläge“ (Bezeichnung bis 2002, ersetzt durch leichte Gesteinskörnungen s. DIN 4226-2: 2002-02)

▪ Zement

In der Praxis werden bei haufwerksporigen Leichtbetonen nach Dehn /Deh98/ bzw. /Aur71/, /Spi75/ zwischen 140 und 250 kg/m³ bzw. nach /Voc59/, /Sag99/, /Voß09/ und /Kva01/ zwischen 100 bis 200 kg Zement pro Kubikmeter Fertigbeton verwendet. Für die eigenen Untersuchungen erstreckte sich die gewählte Bandbreite von 105 bis 270 kg/m³, um die nötigen Druckfestigkeiten zur Herstellung von Mauersteinen zu erzielen. Dabei werden zur Herstellung von Mauersteinen und Fertigteilen aus haufwerksporigen Leichtbeton Portlandzemente CEM I und Portlandkompositzemente CEM II eingesetzt /Zem02/, /Sag99/, /Kva01/. In einer exemplarischen Zusammensetzung nach Thienel /Thi05/ wurden z.B. 200 kg/m³ eines CEM I 42,5 R verwendet, weil aufgrund des Herstellprozesses eine hohe Grünstandfestigkeit des Frischbetons und damit Anfangserhärtung des Zementes besonders wichtig ist /Voc59/. Somit kommen in der Praxis für haufwerkssporige Leichtbetone nur 2 Zementarten, der insgesamt nach DIN EN 197-1 genormten fünf Hauptzementarten CEM I bis CEM V, zum Einsatz /Zem02/. Da Zement in wärmetechnischer Hinsicht wegen der Bildung von dichten Hydratationsprodukten bis zur Erhärtung nicht vorteilhaft ist, wird bei einigen Herstellern zudem Kalk als Bindemittel beigemischt /Sag99b/, wodurch aber die Festigkeitsentwicklung verlangsamt und die Endfestigkeiten nachteilig verringert werden.

▪ Zusatzstoffe

Neben dem Bindemittel werden wie in Tabelle 2-1 dargestellt, häufig bei der Fertigteilherstellung Betonzusatzstoffe verwendet. Die einzigen für LAC in den Literaturstellen dokumentierten (z.B. /Sag99/) und für die Praxis relevanten Betonzusatzstoffe sind Farbpigmente und Steinkohlenflugasche (SFA). Zu unterscheiden sind zwei Arten von Betonzusatzstoffen: nahezu inerte Zusatzstoffe (Typ I) und puzzolanische oder latent-hydraulische Zusatzstoffe (Typ II), wozu auch die Steinkohlenflugasche gehört. Ziel der Zugabe ist die Beeinflussung bestimmter Betoneigenschaften. Steinkohlenflugaschen sind feinkörnige, mineralogische Rückstände des Kohlenstaubs, der im Kraftwerkskessel nicht brennbar ist. Durch die hohen Temperaturen werden die mineralischen Bestandteile aufgeschmolzen und durch das schnelle Abkühlen entstehen hauptsächlich amorphe Glaspartikel in kugelförmiger Form /Zem02/. Durch den niedrigen CaO- Gehalt hat die SFA kein selbstständiges hydraulisches Erhärtungsvermögen. Ihre Wirkung im Beton beschränkt sich im Wesentlichen auf die drei Mechanismen, rheologische Wirkung im Frischbeton, physikalischer Füllereffekt und puzzolanische Reaktionsfähigkeit.

Im Frischbeton können sich die SFA- Partikel durch eine feine Kornabstufung in die Zwickelräume des Korngemisches einlagern, wodurch sie das Wasser in den Hohlräumen verdrängen, welches dann rheologisch frei wird. Dies führt zu einer weicheren Konsistenz und kann zu einer Verringerung des Wasseranspruchs des Frischbetons führen. Dieser Effekt ist bei haufwerksporigen Leichtbetonen natürlich nur soweit von Nutzen, sofern die Zementmörtelkonsistenz weich genug ist, um den

Grobzuschlag zu umhüllen, aber nicht so stark verflüssigt wird, dass der Zementleim in die Haufwerksporen abfließt und diese verstopft bzw. zu Entmischungen führt. Bei haufwerksporigen Leichtbetonen ist vor allem der zweite zuvor genannte Mechanismus von Interesse, der Füllereffekt. Die feinen SFA-Partikel lagern sich wie bereits erwähnt in den Zwischenräumen der größeren Partikel ab und verdichten dadurch das Feststoffgefüge. Je feiner die Partikel sind, desto besser ist die Hohlraumausfüllung und dementsprechend der Festigkeitsbeitrag. Erst nach ein paar Tagen beginnt die puzzolanische Reaktion der SFA. Die Reaktionsgeschwindigkeit hängt von dem Angebot an Ca(OH)_2 , der Alkalität der Porenlösung und dem Feuchtegehalt des Betons ab. Dabei wirkt sich diese Reaktion positiv auf die Reduktion der Hydratationswärme bei der Zementerhärtung aus, wodurch feine Risse im Zementstein zwischen den Zuschlägen vermieden werden können.

▪ Zusatzmittel

Zusätzlich zu Betonzusatzstoffen werden oft auch chemische Betonzusatzmittel der Mischung hinzugeben. Für haufwerkporige Leichtbetone sind vor allem Stabilisierer (ST), Betonverflüssiger (BV) und Fließmittel (FM) zu nennen. Der Literatur /Sag99/ ist zu entnehmen, dass gerade mit auf die Mischungsrezeptur abgestimmten Fließmitteln und Betonverflüssigern die Festigkeiten von haufwerksporigen Leichtbetonen bis zu 10% gesteigert werden können oder sich bei gleicher Festigkeit Zement einsparen ließe. Diese Festigkeitssteigerung wird auf die dispergierende Wirkung des Betonverflüssigers bzw. Fließmittels zurückgeführt.

▪ Gesteinskörnungen

Zur Herstellung von Leichtbeton und im speziellen haufwerksporigen Leichtbeton (LAC) werden die Normalzuschläge, wie Sand und Kiese durch Zuschläge mit hoher Kornporosität, sogenannte leichte Gesteinskörnungen ausgetauscht. Dadurch wird, wie bereits erwähnt, das Eigengewicht des Betons reduziert und vor allem die bauphysikalischen Eigenschaften, wie die Wärmedämmung verbessert. Zu unterscheiden sind natürliche von industriell hergestellten bzw. rezyklierten Leichtzuschlägen, wobei auch dort die Rohstoffe zumeist natürlichen Ursprungs sind. In Abbildung 2-5 sind exemplarisch die Kornrohdichten der gängigsten Leichtzuschläge gegenüber der normalen Gesteinskörnung (links) und gegenüber der Schüttdichte der jeweiligen Leichtzuschläge (rechts) dargestellt. In der Praxis werden zur Mauersteinherstellung i.d.R. Blähton, Blähglas und Naturbims angewendet (s. Abbildung 2-6). Weitere Leichtzuschläge sind z.B. Blähschiefer und Vermiculit, die allerdings baupraktisch zurzeit eine geringere Relevanz haben. Perlite werden zum Beispiel mittlerweile zur Kammerfüllung von Hohlblöcken eingesetzt.

Blähton:

Der Rohstoff für Blähton ist ein natürlich vorkommender Ton, der als Sediment aus z.B. 180 Mio. Jahre alten Ablagerungen der Jurameere entstand /Neu01/. Diese Tone werden in Drehrohröfen gesintert /Fau03/. Dabei verbrennen die feinstverteilten organischen Bestandteile und blähen die Körner auf ein Vielfaches ihrer Größe auf. Dieser spezielle Brennprozess führt zur Ausbildung einer Sinterhaut, die dem meist runden bis ovalen Korn seine Festigkeit gibt. Diese dichte, glasige Sinterhaut erhöht allerdings das Gewicht des Korns je größer ihr Anteil am Gesamtvolumen des Blähtonkorns ist. Folglich sind kleine stark gesinterte Blähtonzuschläge schwerer als große schwach gesinterte, allerdings aber auch fester. Dies kann in der Kornrohdichte und Schüttdichte ausgedrückt werden (vgl. Abbildung 2-5). Durch ihre dichtere Struktur im Vergleich zum porösen Korninneren verhindert bzw. verlangsamt die Sinterhaut zudem das Saugen von Wasser und Zementleim während der Herstellung. Blähtone und Blähschiefer weisen zumeist ein Größtkorn von 16 mm auf /Lia05/.

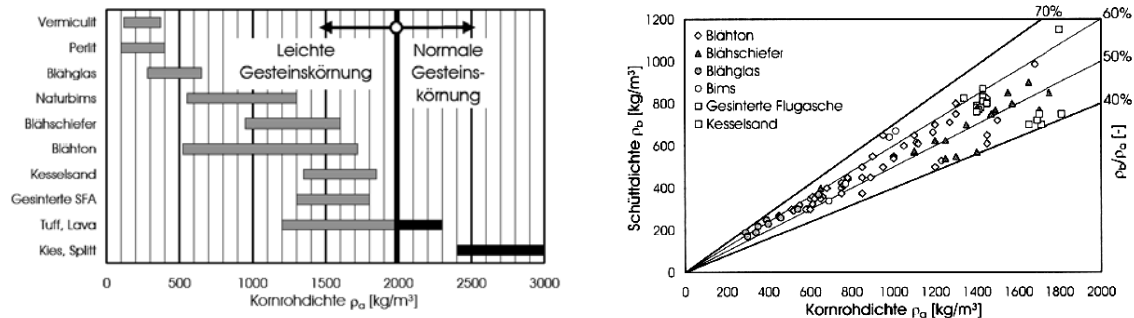


Abbildung 2-5: Spektrum der Kornrohdichten und Zusammenhang zwischen Schüttdichte und Kornrohdichte nach /Fau03/, /ELC00/ für Leicht- und Normalzuschläge

Naturbims:

Der in der deutschen Mauersteinproduktion zumeist eingesetzte Naturbims entstammt dem Neuwieder Becken. Der Bims ist ein poriges Granulat, das vor 11000 Jahren bei einem Vulkanausbruch entstanden ist /Neu01/. Es besteht nach Angaben von Neunast /Neu01/ zu 85% aus Luft in Form von fein verteilten Poren, die für die relativ geringe Kornrohdichte verantwortlich sind. Da der Blähprozess durch einen Vulkanausbruch bedingt war, entsteht bei diesem Zuschlag kein Verbrauch an zusätzlicher Primärenergie zur Herstellung.

Blähglas:

Blähglas wird durch das Blähen von geschmolzenem rezyklierten Altglas erzeugt. Das gebrochene und feingemahlene Rohgranulat aus Altglas wird in Blähöfen bei 750 bis 900°C gesintert und aufgeschäumt /ELC98/. Blähglas ist dabei besonders druckfest, nicht brennbar, wie auch Blähton, frostbeständig und weist besonders niedrige Wärmeleitfähigkeiten von bis zu 0,07 W/mK /Bos08/ aufgrund geringer Kornrohdichten auf (vgl. Abbildung 2-5).

Perlite und **Vermiculite** weisen dagegen sehr geringe Schüttdichten von ca. 80 bis 300 kg/m^3 auf und besitzen deshalb auch nur geringe Kornfestigkeiten, so dass sie nicht zur Anwendung in tragenden haufwerksporigen Leichtbeton kommen. Perlite ist ein wasserhaltiges vulkanisches Glas, das zerkleinert in Schachtöfen sehr schnell bis zum Schmelzpunkt erwärmt wird. Das dabei freigesetzte Wasser verdunstet und bildet Blasen in der geschmolzenen Glasmasse, wodurch das ursprüngliche Volumen um ca. das 20- fache vergrößert wird /Fau03/. Vermiculit ist ein Mineral, dass aus sehr dünnen Schichten mit darin eingeschlossenem Wasser besteht. Bei Temperaturen von 700-1000°C verdampft das eingelagerte Wasser, so dass die Schichten separiert werden und durch die verbleibenden Luft einschlüsse das Volumen um 20- bis das 50- fache vergrößert wird (Blähglimmer) /ELC98/.



Abbildung 2-6: Beispielpflichte Darstellung einiger Leichtzuschläge und einzelner Blähtonkörner mit Sinterhaut (Mitte)

2.1.4 Einfluss des Herstellungsprozesses und der Lagerung auf die Festigkeit von LAC

Heutzutage wird LAC überwiegend in der werksmäßigen Produktion von Fertigteilen verwendet. Wandtafeln werden z.B. über Vibrationstische, die mit Rüttelwalzen ausgestattet sind, verdichtet /Thi05/, /Kar04/. Die in dieser Arbeit behandelten Mauersteinerzeugnisse werden hingegen generell unter Schockvibration auf sogenannten Brett- bzw. Bodenfertigern hergestellt /Neu01/. Die Fertigung der z.B. innerhalb dieser Arbeit in Großversuchen hergestellten Mauersteine erfolgte mit einem stationären Betonsteinfertiger in der Ausführung als Brettfertiger (vgl. Abbildung 2-7, rechts). Bei

einem Brettfertiger wird der Frischbeton in Stahlformen gefüllt und durch Auflast und Vibration verdichtet. In einem Arbeitsgang werden mehrere Steine gleichzeitig auf der Brettunterlage hergestellt. Die Kammern, Schlitze bzw. auf den Stirnseiten die Nut- und Federn werden bei Mauersteinen beim Pressvorgang in den Stahlschalungen geformt. Die so entstandenen frischen Leichtbetonprodukte (auch „Grünlinge“ genannt), stehen nach dem Entformen auf dem Unterlagsbrett. Die Frischbetonkonsistenz ist so einzustellen, dass die Festigkeit für den weiteren Transport in die Nebelkammern ausreichend ist. Nach einer Dauer von ca. 2-3 Tagen werden die Steine palettiert und mit Plastikfolien, zum Schutz gegen zu frühes Austrocknen und Niederschlag, umhüllt. Bis zum Erreichen der Nennfestigkeit durch die fortschreitende Hydratation, werden die Produkte in einem Außenlager aufbewahrt.

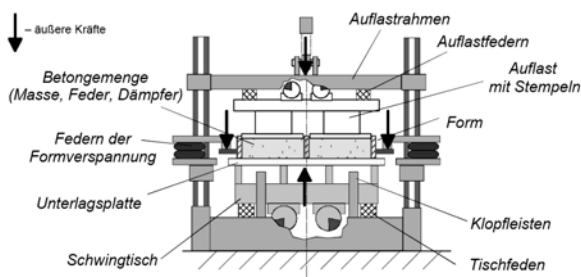


Abbildung 2-7: Schematische Darstellung der Formgebungs- und Verdichtungs-ausrüstung eines Betonsteinfertigers (links) /Schw06/, Bild aus Großversuch (rechts)

Der Herstellprozess solcher Betonsteine stellt nach *Kuch* /Kuc92/ ein „Grenzgebiet der Formgebung und Verdichtung dar, welches durch die Verarbeitung steifer Betongemenge, die Anwendung von Auflasten, die Friscentformung und durch eine geringe Verdichtungsdauer charakterisiert ist“. Nach experimentellen Untersuchungen von *Kuch* /Kuc92/ kann der eigentliche Verdichtungsprozess als dynamischer Vorgang mit fließendem Übergang in verschiedenen rheologischen Zuständen aufgefasst werden. Dabei wird der Verdichtungsprozeß in drei Phasen untergliedert, die in /Kuc92b/ näher beschrieben werden. Diese in Abbildung 2-8 (rechts) dargestellten drei Phasen I bis III, stellen demnach Verdichtungsetappen dar, deren rheologischer Zustand durch die Modelle von Bingham (trockene Coulombsche Reibung – plastisch, Phase I) über die gleichzeitige Wirkung von trockener Reibung und viskosen Widerstand im Frischbeton (Phase II) bis zur vollständigen Umwandlung der Coulombschen in viskose Reibung (Modell Kelvin- Voigt – elastoviskos, Phase III) beschrieben wird. Die Ausbildung der drei Phasen ist maßgeblich abhängig von der Verdichtungsintensität, der Verdichtungsdauer in Sekunden und dem angewendeten Verdichtungsverfahren. In der Phase I wird die zufällig bestehende Struktur im Betongemenge zerstört und Zuschläge zu einer dichteren Packung umgelagert. Äußerlich ist dies durch ein schnelles Absinken des Betongemenges in der Form zu erkennen. Anschließend werden in der Phase II die Zuschläge innerhalb des Volumens umverteilt und durch eine Steigerung des statischen Druckes zusätzliche in Phase III auf Kompression verdichtet. Dadurch kann Porenwasser ausgepresst und gleichmäßiger verteilt werden. Aus Abbildung 2-8 ist ersichtlich, dass durch eine Impulswirkung (Schockvibration- Kurve 5) die Vibrationszähigkeit des steifen Betongemenges innerhalb kurzer Zeit gesenkt werden kann, während Erregungen mit horizontalen und vertikalen Schwingungen (Kurve 1, 2) schon eine leichte Erhöhung der Zähigkeit aufweisen. Die Kurven 3 und 4 stehen für Verdichtungsverfahren mit nur horizontalen oder nur vertikalen Erregungen. Somit müssen die prozess- und maschinentechnischen Parameter für jede neue Betonmischung für die einzelnen Phasen der Verdichtung spezifisch abgeändert werden, um in kurzer Zeit eine möglichst gute Verdichtung zu erreichen. Impulsartige Erregungen, auch Schockvibration genannt, sorgen bei der Fertigung von Steinen in der Produktionsstraße für die nötige Verdichtungswirkung. Dadurch werden die Eigenschwingungen aller schwingfähigen Systemelemente angeregt und folglich ein ganzes Frequenzspektrum ausgelöst.

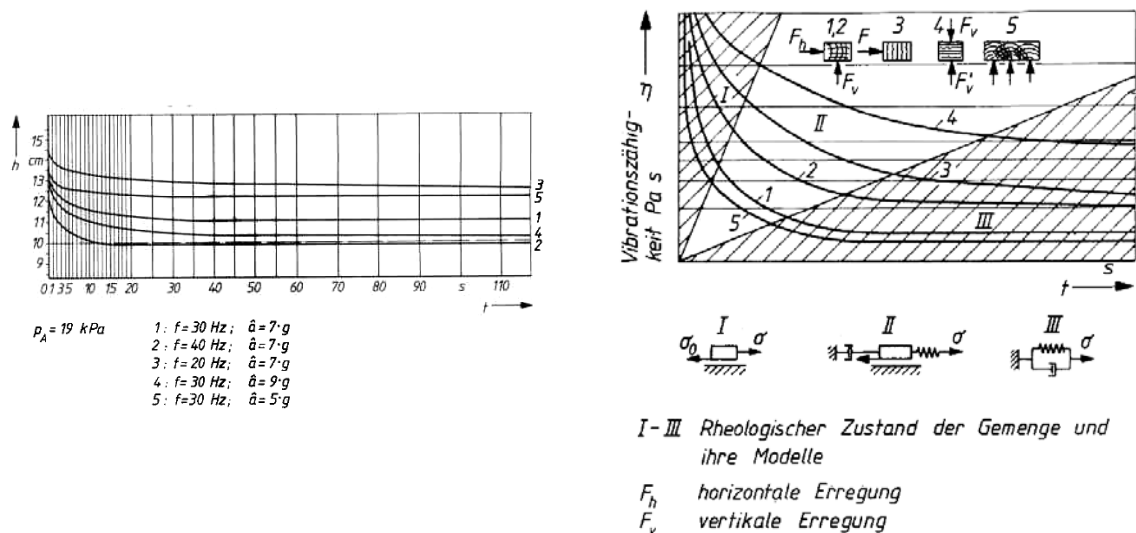


Abbildung 2-8: links: Absenkverhalten von steifem Betongemenge bei unterschiedlichen Erregerfrequenzen und Beschleunigungsamplituden des Vibrationstisches nach Kuch; rechts: rheologische Verdichtbarkeitskurven und Ihnen entsprechende Schwingungsrichtung nach Kuch /Kuc92/

Die Schwierigkeit liegt nun in der Praxis darin, dass je nach Mischungsrezeptur und Schalungsform ein spezifisches Frequenzspektrum existiert, welches zu Beginn unbekannt ist und in der laufenden Produktion nur durch Tastversuche herausgefunden werden kann, um eine optimale Verdichtung zu erzielen (vgl. /Pot01a/, /Pot01b/, /Tsi04/). Die Art der Erregerfunktion, ihre Einwirkungsart, ihre Anzahl und insbesondere auch ihre Phasenlage zueinander haben einen wesentlichen Einfluss auf das Verdichtungsverhalten steifer Gemenge, wie z.B. LAC. Nach Kuch würde durch eine Phasengleichheit der harmonischen Schwingungen von Vibrationstisch und Auflast kaum eine gute Verdichtungswirkung erzielt. Durch eine impulsartige oder gleichzeitig vertikale und horizontale Einwirkung wird gemäß Untersuchungen am IFF in Weimar /Kuc92/ am ehesten eine dichteste Packung der haufwerksporigen Betonstruktur erreicht. Als Grund wird die Coulombsche Reibung zwischen den Zuschlägen angeführt, die vorherrschend die erste Phase des Verdichtungsprozesses bei schüttgutartigen Betonen, wie LAC, bestimmt (s. Abbildung 2-8, Phase I, rechts). Für Kuch steht auch fest, dass das Verdichtungsverhalten von z.B. Mauersteinen aus LAC durch die Höhe der statischen Auflastkraft wesentlich beeinflusst wird. Durch zu hohen Auflastdruck wird, die für eine gute Verdichtung erforderliche relative Bewegung der „Gemengeschieden“ und die Drehung der Zuschlagteilchen behindert, wodurch es zu einer Art Verspannung im Gefüge kommt. Dadurch können also auch zu hohe Auflasten zu geringeren Frischbetonrohddichten führen. Als für die Praxis optimale technische Maschinenparameter werden vom IFF- Weimar für die Vorvibration während des Füllvorganges eine Erregerfrequenz von 15 bis 25 Hz und für die Hauptvibration als letzte Phase der Verdichtung eine übliche Bandbreite von 40 bis 70 Hz bei Beschleunigungsamplituden von 6 bis 10 g angegeben (Schwingamplituden 1-2,8 mm). Die Erregerfrequenz am Vibrationstisch des Brettfertigers schwankt somit zwischen 44 und 50 Hz je nach Betonrezeptur und Schalungsform. Als praktikable Kontrollkennwerte werden in der Produktion zusätzlich die Höhe der verdichteten Fertigteilprodukte und die Frischbetonrohddichte kontrolliert, weil es auch einen Zusammenhang zwischen Höhe der Absenkung des Betons in der Schalung bzw. Frischbetonrohddichte, der Vibrationszeit und der -frequenz gibt (vgl. /Kuc92/; Abbildung 2-8, links). Folgende wesentliche Ziele einer solchen Prozesskette sind zu erzielen:

- bei der Dosierung reproduzierbare Wassergehalte
- eine korrekte Mischungszusammensetzung
- beim Mischen einen geringen Variationskoeffizient der Mischgutbestandteile

- und bei den Teilprozessen des „Befüllens und Verdichtens“ eine gleichmäßige, homogene Befüllung aller Formkammern und die Maßhaltigkeit des Endproduktes
- wie auch eine gleichmäßige Dichteverteilung über den Steinquerschnitt /Schw06/.

Für eine gleichmäßige Steinqualität ist also die gleichmäßige Befüllung der Formkammern eine wesentliche Voraussetzung. Im anschließenden Verdichtungsprozeß entstehen dann durch Befüllungsmängel Rohdichteunterschiede und Geometrieabweichungen.

Die Marktstudie zeigt z.B. gerade für Steine aus haufwerksporigem Leichtbeton (vgl. Kapitel 3), dass in der laufenden Produktion eben oft nicht die deklarierten Werte, wie Rohdichte, Festigkeit und Wärmeleitfähigkeit eingehalten werden. Dabei ist neben den bereits genannten Parametern zu beachten, dass der Eintrag der Verdichtungsenergie auch vom Unterlagsbrett abhängig ist, auf dem die Steine produziert werden. Das Material aus dem die Bretter bestehen, ist je nach Produzent unterschiedlich, so dass die eingebrachte Verdichtungsenergie in Abhängigkeit des Materials der Bretter und auch in der Höhe und Verteilung über die Brettlage variiert. Deshalb müssen die im Labor entwickelten Rezepturen durch Großversuche an den jeweiligen Fertigungsprozess angepasst werden. Somit hängt die Trockenrohichte eines Mauersteins auch von seiner Lage auf dem Unterlagsbrett ab. Durch geringere Auflasten und geringere Verdichtungsintensitäten von Rütteltisch unter harmonischen Schwingungen im Labor bedingt durch das Fehlen von gleichzeitigen horizontalen und vertikalen Kräften, fällt die Rohdichte von 150 ρ' Würfel im Labor tendenziell ein wenig geringer aus als von Vollelementen der gleichen Rezeptur aus der Produktion unter Schockvibration. Wegen der großen Reibungskräfte zwischen den Zuschlägen und zwischen Schalungswand und Zuschlag werden zudem die Schalungen im Labor auf Rütteltischen mit steifem Betongemengen wie LAC nicht so gleichmäßig befüllt. Infolge dessen kommt es im Festbeton zu einem unregelmäßigen Lastabtrag über die ungleich und nicht zur dichtesten Packung formierten Leichtzuschläge. Dies resultiert folglich in niedrigeren Druckfestigkeiten von getesteten Labor-Prüfkörpern und in Spannungskonzentrationen im haufwerksporigen Betongefüge (vgl. Kapitel 2.1.5).

Wegen dieser zuvor dargelegten Befüllungs- und Verdichtungsproblematik fordert anscheinend zudem die DIN EN 1520 zur Bemessung von LAC- Bauteilen einen Vergleich der Rohdichten von getrennt im Labor hergestellten Proben, mit den Rohdichten des Fertigteils aus der Produktion im Kontext mit den Druckfestigkeitsuntersuchungen nach DIN EN 1354 an LAC. Demzufolge ist der LAC- Beton so zu verdichten, dass die Frischbetonrohichte um nicht mehr als +3%/-10% bei Einzelprobekörpern bzw. +1%/-5% beim Mittelwert einer Prüfserie von der Frischbetonrohichte des Fertigteils abweicht, das durch die separaten Laborprobekörper repräsentiert wird. Zur Nachbehandlung bzw. für eine ausreichende Festigkeitsentwicklung sind die separaten Proben innerhalb von 7 Tagen zu Entformen und während dieser Zeit in einem feuchtegesättigten Klima zu lagern und vor Austrocknung zu schützen. Bis zur Prüfung sind die Proben bei $20 \pm 5^\circ\text{C}$ bei einer relativen Luftfeuchte von $50 \pm 15\%$ zu lagern, damit zum Zeitpunkt der Prüfung der Feuchtegehalt ca. 4 M-% beträgt.

Neben der Verdichtungsintensität ist aber auch der Wassergehalt der Frischbetonmischung entscheidend für die resultierende Endfestigkeit. Da die Leichtzuschläge ein Vielfaches ihres Gewichtes gerade in den ersten Minuten nach Mischbeginn an Wasser aufsaugen können, ist zudem die Zeit bis zur Verdichtung und Ausschalung des Betons wesentlich. In der Abbildung 2-9 ist exemplarisch die Wasseraufnahme für das trockene Ausgangsmaterial von innerhalb der Arbeit verwendeten Blähtonzuschlägen nach Herstellerangaben in Abhängigkeit der Zeit dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Anstieg der Kurven mit der Zeit der Wasseraufnahme abflacht. Die stärkste Wasseraufnahme findet innerhalb der ersten 5 bis 10 Minuten statt, so dass trockene porige Leichtzuschläge gerade das Anmachwasser schon während des Mischungsprozess aufsaugen können. Eine Vermutung ist, dass dem Zement dann nicht mehr genug Wasser zur anfänglichen Hydratation zur Verfügung steht, wenn die verwendeten Leichtzuschläge trocken und zudem stark kapillaraktiv sind und somit das Anmachwasser schnell absorbieren (vgl. Abbildung 2-9). Entscheidend ist auch, dass die Wirkung von Zusatzmitteln wie Fließmittel nachlässt und diese aufgrund einer

Entmischungsgefahr auch nicht beliebig hinzu- bzw. nachdosiert werden können. Durch den Vorgang der Wasseraufnahme der Leichtzuschläge wird außerdem die Zementleimkonsistenz steifer, so dass der Leim nicht weich genug ist, um die Zuschläge gleichmäßig zu umhüllen. Dadurch können die Leichtzuschläge bei zeitlicher Verzögerung der Verdichtung nicht mehr so gut über den Zementleim zu einer möglichst dichten Packung in die Schalung gleiten. Ein weiterer Effekt ist, dass die Verdichtungsintensität im Labor auf Rütteltischen mit harmonischer Verdichtung im Vergleich zum Steinfertiger in der Produktion nicht so hoch ist /Kuc92/. Dadurch bleibt vermutlich das durch das Zuschlagskorn aufgesogene Wasser der Mischung eher im Korn eingeschlossen, wohingegen bei der Schockvibration in der Produktion das Wasser förmlich wieder „herausvibriert“ wird und somit den Zuschlagskörnern als Gleitschicht bzw. dem Zement zur Hydratation bzw. Festigkeitsentwicklung zur Verfügung steht. Diesen Effekt kann man auch optisch sehr gut beobachten. Vermutlich führte *Vocke* /Voc59/ deshalb auch die vier Phasen zur Beurteilung der Frischbetonkonsistenz von erdfeucht bis nass ein (s. Abbildung 2-4). Im Zwangsmischer selbst, sieht die Mischung z.B. oft sehr trocken aus, während die Oberflächen des frisch entschalten Fertigteiles nach der Verdichtung in der Fertigungsstraße matt glänzend sind. Bei *Vocke* wird dieser Zustand als glanzfeucht beschrieben.

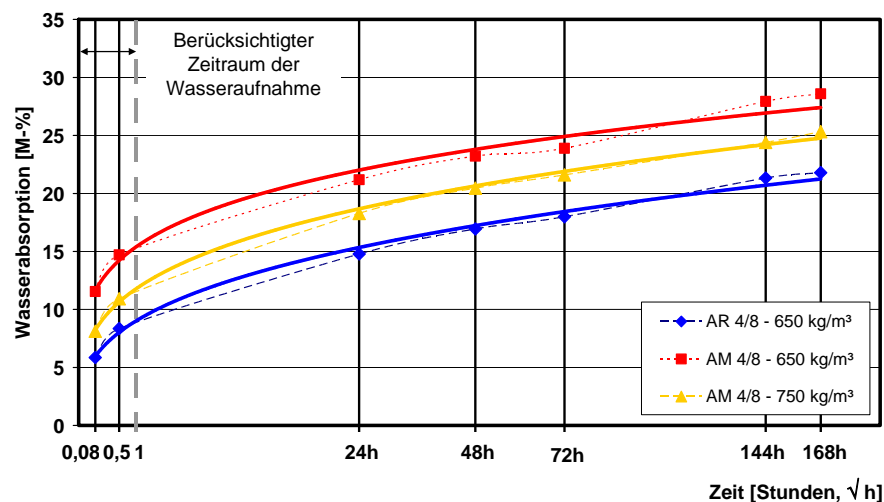


Abbildung 2-9: Zeitabhängige Wasseraufnahme von verwendeten Blähtonzuschlägen nach Herstellerangabe für trockenes Ausgangsmaterial (Test nach DIN EN 1097-6); AM-Zuschlag-Mix aus gebrochenen und runden Zuschlägen, AR- nur runde Blähtonzuschläge in der Lieferkörnung des Herstellers A

Wegen der starken zeitabhängigen Wasseraufnahme von Leichtzuschlägen wird bei der Rezepturenentwicklung von LAC deshalb auch in der Literatur vom effektiven, äquivalenten w/z-Wert gesprochen (vgl. Kapitel 2.1.2). Dieser Begriff ist z.B. bei Normalbeton nicht gebräuchlich, denn bei LAC setzt sich das der Mischung zuzugebende Gesamtwasser aus dem Wasseranspruch der Leichtzuschläge (Absorptionswassermenge) und dem zur Zementhydratation und Verdichtung wirksamen Wasser zusammen. Da allerdings die Zuschläge in der Praxis zumeist mehr oder weniger vor der Witterung ungeschützt im Freien auf Halde lagern, ist zudem der Feuchtegehalt der Zuschläge durch Darren zu bestimmen und das Zugabewasser der Mischung entsprechend der Saugfähigkeit der Grobzuschläge anzupassen. Zum besseren Verständnis der unterschiedlichen Wassergehalte beim Mischungsentwurf von Leichtbetonen gegenüber Normalbeton sind in Abbildung 2-10 die einzelnen Begriffsdefinitionen grafisch dargestellt. Liegen die Grobzuschläge in einem recht trockenen Zustand vor, so beschleunigt die Absorption des Wassers das Ansteifen des Frischbetons. Durch gezieltes Vornässen der Leichtzuschläge wird in der Praxis ein zu frühes Ansteifen des Frischbetons verhindert. Damit die Wasseraufnahme der Leichtzuschläge nicht über- und der effektiv wirksame w/z-Wert des Zementleims nicht unterschätzt werden, berücksichtigt man bei den Grobzuschlägen der leichten Gesteinskörnung nur die Wasseraufnahme innerhalb der ersten 60 Minuten, die nach dem Normtest für das trockene Ausgangsmaterial bestimmt wurden. Wegen der Problematik der Wasserabsorption der

Leichtzuschläge wird beim Mischen von LAC zunächst der Zuschlag mit einem Teil des Zugabewassers vorgemischt und dann der Zement und das restliche Wasser hinzugegeben.

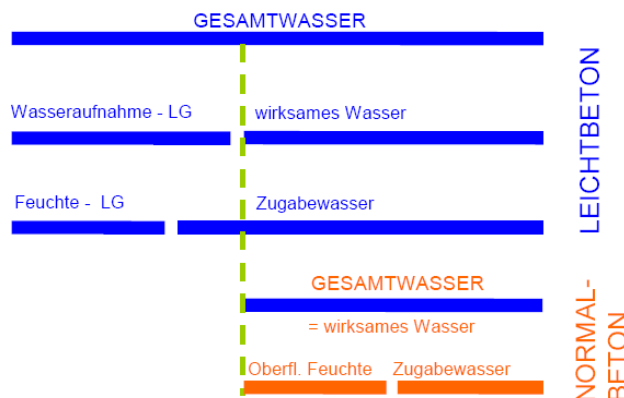


Abbildung 2-10: Wassergehalte im Mischungsentwurf für Leichtbeton vs. Normalbeton /Thi06/

Erst mit dem letzten Restwasser sollten flüssige Betonzusatzmittel wie Fließmittel zugegeben werden, um ein Aufsaugen durch den Zuschlag zu verhindern.

Generell sollte bei LAC genauso wie bei Normalbeton darauf geachtet werden, dass ein zu schnelles Austrocknen durch z.B. Abdecken der Fertigteile mit Folien vermieden wird, auch wenn LAC durch den Wassertransport zwischen Korn und Zementmatrix während des Erhärtungsprozess systemintern eine ideale natürliche Nachbehandlung besitzt.

Die Einflüsse des Herstellungsprozesses und der Ausgangsmaterialien in der Mischungszusammensetzung auf die Eigenschaften des erhärteten LAC lassen sich abschließend wie folgt beschreiben:

- Die Druckfestigkeit und damit über die Rohdichte auch die Wärmeleitfähigkeit von LAC hängen im Wesentlichen von der Art des verwendeten groben Leichtzuschlags, sprich seiner Festigkeit und der Kornform, sowie dem Wasser und Zementgehalt der Mischung und der Art der verwendeten Feinzuschläge (SFA, Normal- bzw. Leichtsand) ab. Wie die Abbildung 2-11 links verdeutlicht, führt ein Zementgehalt zwischen 160 und 250 kg/m³ gerade bei der Verwendung von Leichtzuschlägen zu signifikant steigenden Druckfestigkeiten, aber auch höheren Wärmeleitfähigkeiten (vgl. /Deh98/, /Cam95/, /Hum59/). So wird nach *Spitzner* /Spi75/ für LAC aus Blähtonzuschlägen durch die Erhöhung des Zementgehaltes von 160 auf 200 kg/m³ die Druckfestigkeit um 40% gesteigert, wohingegen die Rohdichte vergleichsweise nur um ca. 0,06 kg/dm³ (60 kg/m³; ca. 10%) erhöht wird. Auch hat die Art des Leichtzuschlages und die Prüfkörperperform in Abhängigkeit der Trockenrohichte des verwendeten LAC einen Einfluss auf die resultierende Druckfestigkeit und auf die Geradensteigung der Rohdichte-Druckfestigkeits-Verhältnisse nach /Voc59/, /Aur71/ (Abbildung 2-11, r. o.). Des Weiteren bestimmt die Rohdichte und Porenstruktur des verwendeten Ausgangsmaterials eines Baustoffs maßgeblich dessen Wärmeleitfähigkeit (s. Abbildung 2-11, r. u.).
- Der Wassergehalt innerhalb der Mischungsrezeptur während des Herstellungsprozesses beeinflusst stark die resultierenden Druckfestigkeiten des Festbetons. Ein bestimmter Wassergehalt ist dabei zur gleichmäßigen Umhüllung des groben Leichtzuschlags mit Zementleim und zur optimalen Verdichtung des Frischbetons nötig. Wird dieser jedoch überschritten, ist die Frischleimkonsistenz zu weich und es kann infolge von Entmischungen im Frischbeton zu einer unregelmäßigen Umhüllung und einem schlechten Punkt- zu- Punkt-Kontakt der Leichtzuschläge kommen. Dies resultiert in einer sinkenden Druckfestigkeit des erhärteten Betons.
- Aufgrund des geringen Zementleimgehaltes sind zudem die zu erwartenden Einflüsse durch Kriechen und Schwinden im Vergleich zu gefügedichten Leichtbetonen geringer anzunehmen /Deh98/, /Kva01/. Wegen der haufwerksporigen Struktur entwickelt sich bei LAC eine nicht so große Hydratationswärme wie bei gefügedichten Leichtbetonen, die dann bei den letztgenannten Betonen zu feinen Haarrissen in der Betonstruktur führen. Allerdings ist auch der E-Modul bei LAC aufgrund der offenporigen Struktur und der Leichtzuschläge sehr gering (1000 bis 25000 N/mm²).

- Im Zusammenhang mit der Kornform und dem Wassergehalt der Mischung beeinflusst die Art der Verdichtung bzw. die Verdichtungsintensität die im Fertigteil resultierende Gefügestruktur und kann Rohdichteunterschiede über den Querschnitt eines LAC- Fertigteiles bewirken, die den Lastabtrag im Festbeton beeinflussen.

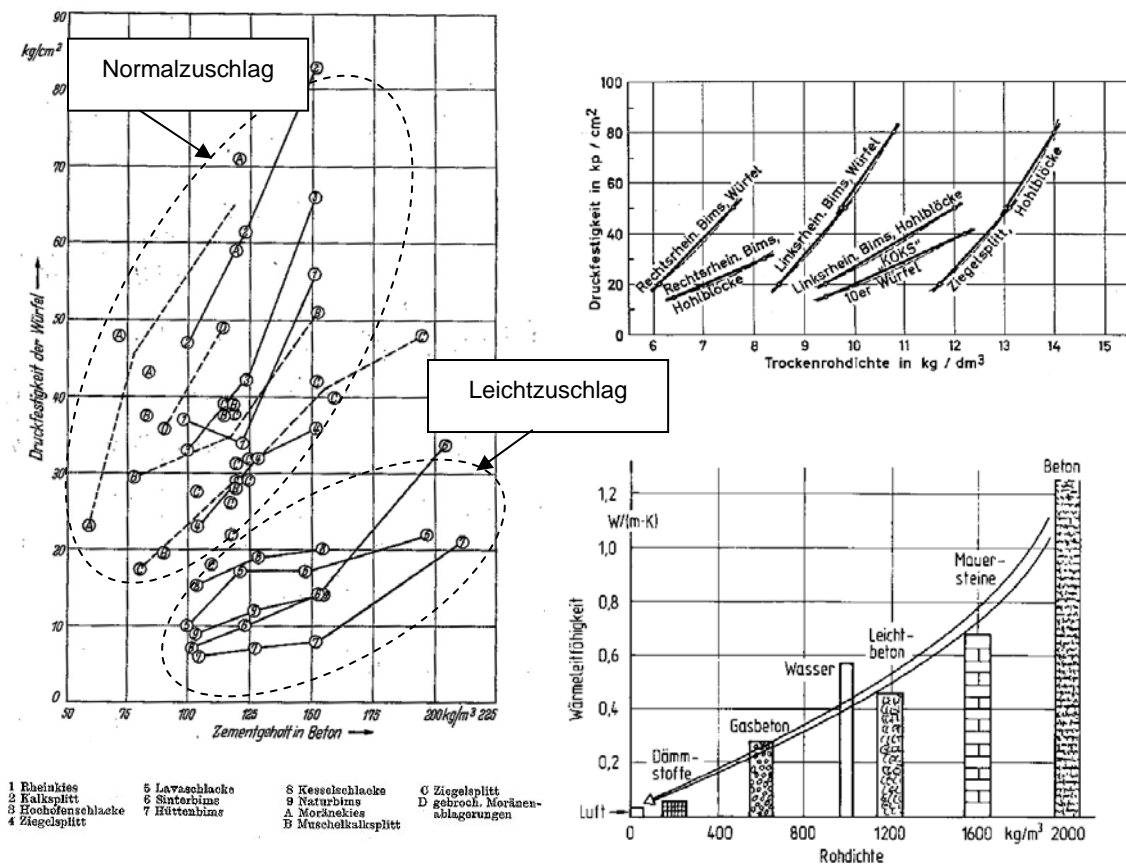


Abbildung 2-11: links: Druckfestigkeit nach Hummel /Hum59/ von Einkornbetonen aus Zuschlägen in Abhängigkeit des Zementleimgehaltes
rechts: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Trockenrohddichte nach Vocke /Aur71/ und Rohddichte zur Wärmeleitfähigkeit (unten) nach /Cam95/

2.1.5 Lastabtrag in LAC gegenüber gefügedichten Betonen

Das Tragverhalten von haufwerksporigem Leichtbeton (LAC) unter Druckbeanspruchung wird nachfolgend anhand der speziellen Gefügestruktur erläutert und dem Tragverhalten von gefügedichten Leicht- und Normalbetonen gegenübergestellt. Dabei ist vor allem für die Betrachtungen ein geeigneter Abbildungsmaßstab zu finden. Auf der Makroebene wird ein Baustoff wie ein quasi-homogener Werkstoff betrachtet (vgl. Abbildung 2-12). Diese Ebene ist sehr dienlich um alle bemessungsrelevanten Eigenschaften festzulegen. Um jedoch das wirkliche Trag- und Rissverhalten des Baustoffs Beton verstehen zu können, hat sich allgemein für Beton durchgesetzt, diesen auf mesoskopischer Ebene zu betrachten (vgl. /Zil05/, /Fau03/). Der Abbildungsbereich reicht dabei von Millimetern bis zu wenigen Zentimetern (Abbildung 2-12). Diese Ebene wird im Folgenden gewählt, um das Tragverhalten von Beton, wie aus der Literatur bekannt, auch für LAC erörtern und mit experimentell festgestellten Rissbildungen vergleichen zu können. In dieser Auflösung lassen sich alle für den Kraftfluss relevanten Eigenschaften der einzelnen Komponenten in einem nötigen Rahmen abbilden, ohne sich in Details der Mikrostruktur von Betonen zu verlieren.

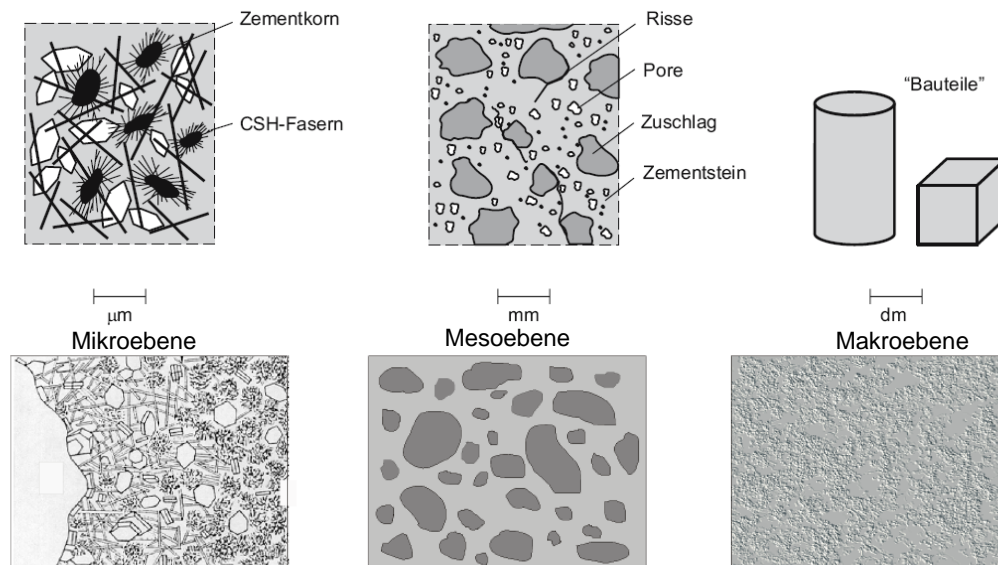


Abbildung 2-12: Abbildungsebenen des Betongefüges nach Wittmann /Hör02/, /Zil05/

Beton ist auf der mesoskopischen Betrachtungsebene ein heterogener Werkstoff aus Zuschlag, Zementstein und ihrer Kontaktzone. Das Tragverhalten von Beton richtet sich dabei nach den Festigkeiten bzw. den Steifigkeitsverhältnissen der Einzelkomponenten. Um dies zu verdeutlichen, wurden von einer Vielzahl von Autoren (z.B. /Fau03/, /Sag99/, /Thi05/, /ELC98a/) Strukturmodelle zum Lastabtrag eingeführt. Die Abbildung 2-13 zeigt solche Strukturmodelle für einen gefügedichten Leichtbeton im Vergleich zu Normalbeton.

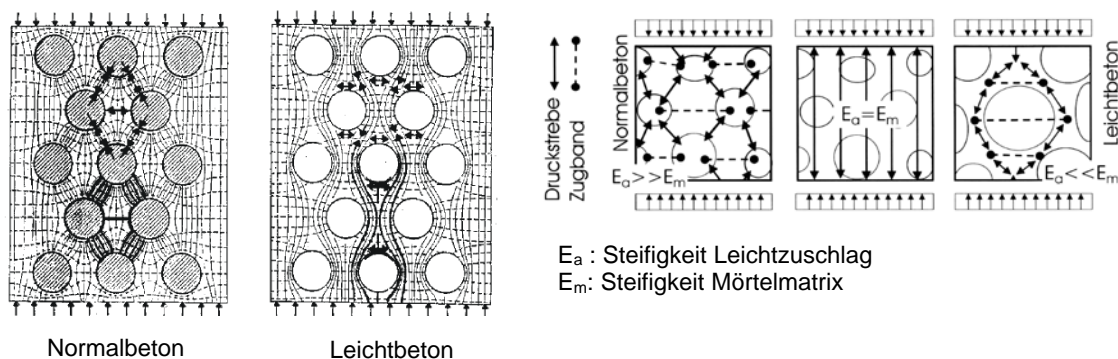


Abbildung 2-13: links: Trajektorienbilder der Hauptspannungen für Normal- und gefügedichten Leichtbeton /Thi06/ rechts: Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse im Beton auf den Lastabtrag /Fau03/

Wie aus der vorherigen Abbildung zu entnehmen, wird die Druckbeanspruchung überwiegend über die steiferen Komponenten weitergeleitet. Je größer also der Steifigkeitsunterschied ist, desto größer sind damit auch die Umlenkkräfte und die Zugspannungen in Querrichtung zu den Drucktrajektorien. Da sowohl für den Zementstein als auch für den Zuschlag die Zugfestigkeit bekanntlich deutlich geringer ist als die Druckfestigkeit, bestimmen die Querrugspannungen die Druckfestigkeit eines Betons maßgeblich. Demnach verlaufen bei Normalbeton die Drucktrajektorien von Zuschlagskorn zu Zuschlagskorn. Die Betondruckfestigkeit wird für diesen Fall als Funktion der Mörteldruckfestigkeit angegeben. Bei Leichtbeton hingegen sind die Leichtzuschläge wie Aussparungen im Gefüge zu betrachten, so dass die Hauptdruckspannungslinien um die Zuschläge herum geführt und Querrugkräfte in der Matrix oberhalb und unterhalb des Zuschlags eingeleitet werden. Bei Normalbeton wird davon ausgegangen, dass die Kontaktzone eine herstellungsbedingte Schwachstelle darstellt. Grund sind die relativ dichten Normalzuschläge, die häufig von einem Wasserfilm umgeben sind, wodurch die Haftung von dem sich bildenden Zementstein zum Korn verringert wird. Dies äußert sich im Belastungsversuch von Normalbetonen mittlerer Festigkeit durch oft zu beobachtende Risse um die Zuschläge herum /Fau03/, /ELC98a/.

Bei gefügedichten Leichtbetonen saugen allerdings die porigen Zuschläge diesen Wasserfilm, der durch die Verdichtung noch erhöht werden kann, durch die Kapillarwirkung der Poren auf, so dass überschüssiges Wasser in den Zuschlägen gespeichert und dem Zementstein zur fortschreitenden Hydratation zur Verfügung steht. Dies wird als innere Nachbehandlung bezeichnet (/Kva01/, /Fau03/, /Thi06/) und gilt auch für LAC. Zusätzlich ist der Verbund zwischen Grobzuschlag und Zementstein sowohl bei haufwerksporigen wie gefügedichten Leichtbeton durch die hohe Oberflächenporosität und Rauigkeit des Leichtzuschlags geprägt (s. Abbildung 2-14). Durch das Eindringen des Zementleims in das Korn bei offenen Porensystemen und ausreichender Porengröße, bzw. gerade bei Blähtonzuschlägen durch die Oberflächenporen der rauhen Sinterhaut, entsteht eine mechanische Verzahnung zwischen Matrix und Leichtzuschlag. Nach *Faust* /Fau03/ hat der Sättigungsgrad der Leichtzuschläge mit Wasser dabei keinen Einfluss auf die mechanische Verzahnung. Sie hängt eher von der Mikrostruktur der Oberfläche, der Mahlfineinheit des Zementes und der Viskosität des Zementleims ab, die durch Betonzusatzmittel gesteuert werden kann. Die Kontaktzone ist deshalb vor allem bei gefügedichtem Leichtbeton in den meisten Fällen nicht für das Versagen verantwortlich /Fau03/. Die Risse verlaufen zumeist senkrecht durch die Leichtzuschläge, als schwächstes Glied mit der geringsten Steifigkeit aller lastabtragenden Komponenten. Dabei ist der Unterschied der Einzelsteifigkeiten bei Leichtbeton geringer als bei Normalbeton, wodurch es zu geringen Kerbwirkungen bzw. Umlenkkraften und inneren Spannungskonzentrationen im Gefüge kommt. Dies ist auch in der Literatur unter dem Begriff „elastische Kompatibilität“ zusammengefasst. Neben der Entstehung des Kornbruches, der durch Mikrorisse in der Zementmatrix ober- und unterhalb der Leichtzuschläge eingeleitet wird (vgl. Abbildung 2-13), definiert *Grübl* /Fau03/ zudem einen Stabilitätsbruch für gefügedichten Leichtbeton, der sich im Bruchbild nicht von dem klassischen Kornbruch unterscheiden lässt. Dieser wird auf hohe Verbund- und Kornzugfestigkeiten zurückgeführt, indem sich dadurch die Rissbildung im Zementstein derart fortbildet, dass sich nur noch dünne Stege zwischen den Zuschlägen ergeben, die bei Überschreitung ihrer „Knicklast“ plötzlich versagen.

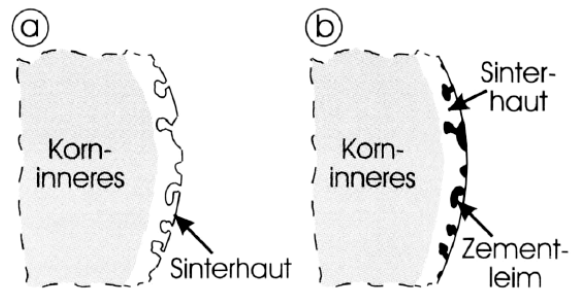
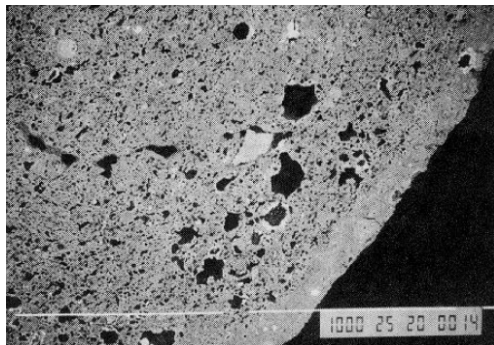


Abbildung 2-14: Liapor 8 mit Kornrohichte $1,44 \text{ kg/dm}^3$, Mikroskopaufnahme dichte Sinterhaut /ELC98a/ (links); Mechanische Verzahnung von Zementleim und Sinterhaut nach *Faust* /Fau03/ (rechts)

Dieser Sachverhalt ist deshalb für diese Arbeit interessant, weil auch bei LAC dünne Zementsteinstege einen Punkt- zu- Punkt- Kontakt zwischen den Leichtzuschlägen ausbilden und experimentell zumeist auch das Versagensbild des Kornbruches in den zu dieser Arbeit durchgeführten Versuchen beobachtet werden konnte. Wie in Abbildung 2-15 zu erkennen, können insgesamt drei Versagensarten bei LAC nach *Sagmeister* /Sag99/ unterschieden werden. Neben dem Kornbruch werden als weitere Versagensmechanismen ein Haftversagen in der Kontaktzone bzw. ein Zugversagen des Zementsteins der Punktvermittlung benannt. Als zweithäufigstes beobachtetes Rissbild wäre bei den eigenen Versuchen ein Versagen des Zementsteins über die hohe Spannungskonzentration im Punkt- zu- Punkt- Kontakt zu nennen. Ein Versagen als Verbundbruch in der Kontaktzone konnte selten festgestellt werden. Das Versagen der Probekörper beruht also überwiegend auf einer Umlagerung der Querkraft auf die Zuschlagkörner, wobei das Druckversagen auf die Überschreitung der Kornzugfestigkeit der Leichtbetonzuschläge zurückzuführen ist.

Die Druckfestigkeit wird vor allem also durch die Form und Festigkeit des Leichtzuschlags und die Güte der Punkt- zu- Punkt- Verkittung bestimmt. Je größer ein Zuschlagskorn ist, desto höher ist i.d.R. auch sein innerer Porenanteil und desto geringer sind die Kornrohichte und folglich auch die Kornfestigkeit. Zusätzlich sinkt die Anzahl der punktförmigen Verkittungen im Gefüge mit zunehmender Korngröße und die zu übertragenden Zug- und Druckkräfte konzentrieren sich an wenigen Bindungsstellen, die zum Kornbruch führen können. Je runder die Gestalt des Leichtzuschlags ist, desto geringer sind zudem oberflächliche Kerbspannungen, die sich festigkeitsmindernd auswirken. Bei natürlichen Leichtzuschlägen wie Bims darf die Oberflächenrauheit aber auch nicht zu groß werden, damit genügend Zementleim zur Ausbildung der Punkt- zu- Punkt- Verkittung zwischen den Zuschlägen zur Verfügung steht.

Durch das Einbringen von feineren Zuschlägen als Stützkorn sowie einem höheren Zementleimgehalt wird der Lastabtrag über die Grobzuschläge gleichmäßiger verteilt und gerade Kerbzugspannungen verringert. Eine für die Festigkeit optimale Sieblinie ist dabei diejenige mit einer möglichst dichten Packung, wobei die Leichtzuschläge selbst viele feinverteilte geschlossene Luftporen aufweisen sollten, damit die Wärmeleitfähigkeit des Betons nicht allzu sehr erhöht wird. Dabei wurde sich für die eigene weitergehende Leichtbetonentwicklung an die Fullerparabel bzw. die Sieblinien AB bzw. BC der DIN 1045 orientiert. Dies steht auch in Einklang mit Aussagen aus /Sag99/. Bei gleichbleibendem Zementgehalt kann über die Wahl der Sieblinie die Festigkeit in einer gewissen Bandbreite gesteuert werden. Der Übergang zum gefügedichten Leichtbeton ist jedoch fließend, wie auch nachfolgende Abbildung 2-16 aus /Sag99/ zeigt. Durch eine Erhöhung des Feinkornanteils und des Zementgehaltes werden zunehmend die Luftwickel des LAC-Betons ausgefüllt und folglich dessen Haufwerksporigkeit reduziert. Anhand der zuvor dargestellten Ausführungen der unterschiedlichen Einflüsse auf das Tragverhalten der verschiedenen Betone, lassen sich auch die unterschiedlichen, für die Bemessung relevanten Eigenschaften der Betone, wie die unterschiedlichen Plastizitätsfaktoren der Spannungs-Dehnungs-Linien (Kapitel 2.3), die Streuung der Druckfestigkeit bzw. die Festigkeitsentwicklung erklären. Denn die sogenannte größere elastische Kompatibilität von Zuschlag und Matrix von Leichtbetonen im Vergleich zu Normalbeton beeinflussen die Mikrorissbildung und die Druckfestigkeit. Durch die geringeren Steifigkeitsunterschiede im Gefüge des Leichtbetons entstehen die ersten Risse erst bei höheren Belastungsstadien im Vergleich zu Normalbeton.

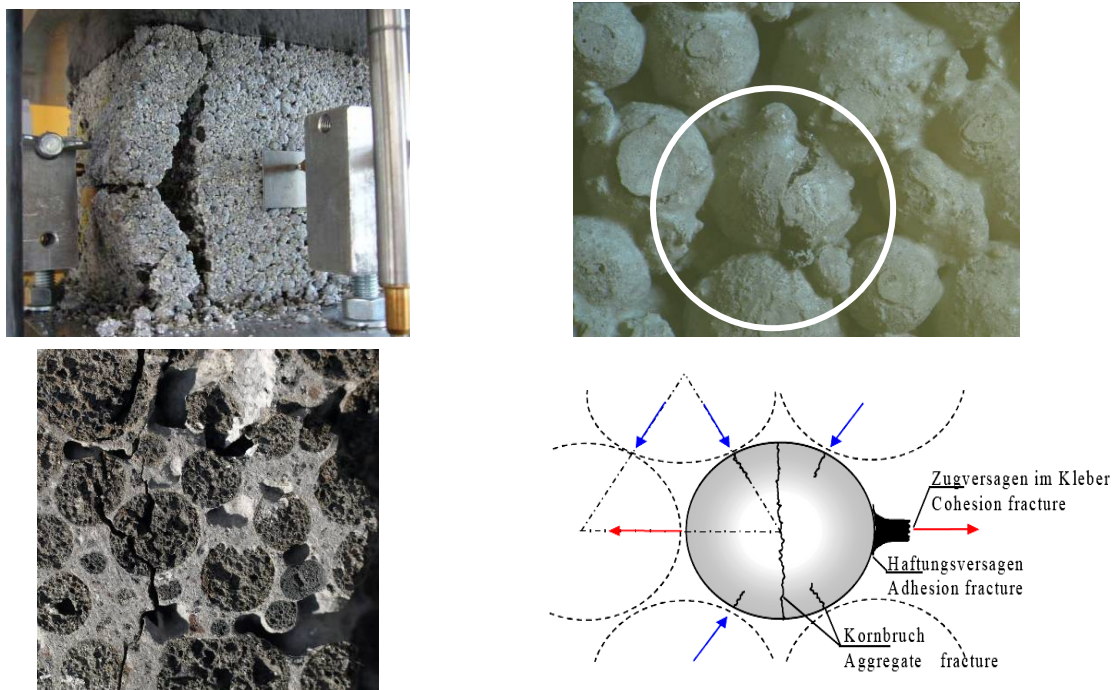


Abbildung 2-15: Rissbildungen in LAC nach Druckversuchen (links); Vergrößerung gerissenenes Grobzuschlagkorn (o. r.); Versagensmechanismen in LAC /Sag99/ (u. r.)

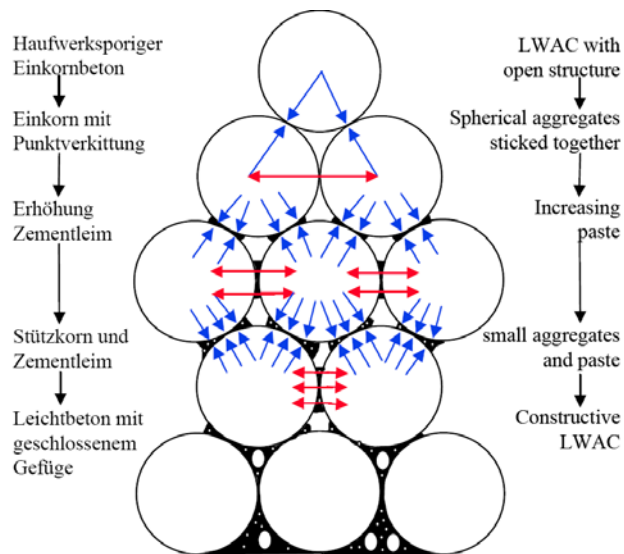


Abbildung 2-16:
Einfluss des Gefügebauaufbaus von haufwerksporigen Leichtbeton (LAC) auf den Lastabtrag nach /Sag99/

Durch die im Verlauf des Druckversuchs frühere Rissbildung kommt es bei Normalbeton zu der bekannten parabelförmigen Ausbildung der Spannungs-Dehnungs-Linie. Sowohl bei haufwerksporigen, als auch bei gefügedichten Leichtbetonen verläuft die Kennlinie linear bis zu einer gewissen Grenzfestigkeit (vgl. Kapitel 2.3).

Das Tragverhalten von LAC unter Zug- und Biegezugbeanspruchung wird analog der Druckbeanspruchung von den Festigkeits- und Steifigkeitsverhältnissen der beiden einzelnen Komponenten Zuschlag und Matrix bestimmt. Daneben hängt die Zugfestigkeit der LAC- Betone aber auch von den ausgebildeten Menisken aus Zementleim und deren Anzahl im Gefüge zwischen den

Grobzuschlägen zur punktuellen Übertragung der Zugkräfte ab. Generell ist allerdings festzustellen, dass das Tragverhalten von LAC auf Biegezug in der Literatur kaum und auf zentrischen Zug so gut wie gar nicht dokumentiert ist. *Faust /Fau03/* stellt für gefügedichten Leichtbeton fest, dass für die Zugfestigkeit vor allem das E-Modul-Verhältnis von Matrix zu Zuschlag entscheidend ist. Je geringer der Unterschied der E-Module ist, desto besser können die Festigkeiten ausgenutzt werden. Zudem betrachtet Faust auch den Einfluss des Querdehnzahlen-Verhältnisses von Zuschlag ($\mu_a=0,28$) und Matrix ($\mu_m=0,2$) und stellt fest, dass der Unterschied der Querdehnzahlen einen kleinen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Gefüge ausübt. Die Zugfestigkeit der Leichtbetonstruktur fällt nach seinen Untersuchungen geringer aus, als die der beiden einzelnen Komponenten, selbst wenn Zuschlag und Matrix die gleichen Zugfestigkeiten und E-Moduln aufweisen. Für Normalbeton wie auch gefügedichten Leichtbeton können die verschiedenen Zugfestigkeiten, wie Spaltzug-, Biegezug und zentrischen Zug in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit durch einen Exponentialansatz der Form beschrieben werden (vgl. DIN 1045-1:2008; EC 2:2003; /Fau03/).

$$f_{ctm} = c \cdot f_c^{2/3}$$

mit:

$c=0,32$ bis $0,6$ – Biegezug

$c=0,18$ bis $0,33$ – Spaltzug

$c=0,18$ bis $0,32$ – zentrischer Zug

Gl. 2-1

Für LAC- Betone untersuchte z.B. *Kvande /Kva01/* in seiner Arbeit einige mechanische Materialkennwerte von LECA- Mauerwerk, allerdings nur von einer Vollsteinsorte der Rohdichte 770 kg/m^3 mit einer Steindruckfestigkeit von ca. 3 N/mm^2 und einem E-Modul von ca. 3000 N/mm^2 . An LAC- Prismen ($60 \times 70 \times 150 \text{ mm}^3$) aus diesem speziellen Blähtonzuschlag und nur mit dieser einen Rohdichteklasse wurden die zentrischen Zugfestigkeiten für die drei orthogonalen Richtungen aus dem Vollstein getestet. Zudem wurden für eine Richtung die Proben nach Lagerung im Raumklima (20°C und $60\% \text{ r.F.}$) sowie nach Trocknung im Ofen bei 105°C geprüft. Die Einzelwerte der zentrischen Zugfestigkeit schwanken zwischen $0,36$ bis $0,6 \text{ N/mm}^2$. Als Mittelwert ergab sich ein Wert von $0,5 \text{ N/mm}^2$ unabhängig der Lagerungsart bzw. der Verdichtungsrichtung des LAC im Vollstein, die durch die verschiedenen orthogonalen Schnitte der Proben aus dem Vollstein berücksichtigt wurden. Die Variationskoeffizienten einer Testserie betrugen bis zu 21% und das

Betonalter des LAC betrug bei Durchführung der Tests 5 Monate, so dass eine vollständige Hydratation des Betons vorliegen sollte. Vergleichende Untersuchungen zu Biegezug- oder Spaltzugfestigkeiten wurden leider in Rahmen der Arbeit von *Kvande* nicht durchgeführt. Dies bestätigt auch die Aussage von Thienel /Thi06/, dass bei LAC der Unterschied zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit geringer ausfällt, als bei gefügedichtem Leichtbeton. Experimentelle Untersuchungen aus Darmstadt /Dar90/ ergaben jedoch, dass die zentrische Zugfestigkeit von Bohrkernen aus haufwerksporigem Bims-Leichtbeton mit Trockenrohdichten von 1200 kg/m^3 und Druckfestigkeiten von ca. 11 N/mm^2 im Mittel nur $0,63 \text{ N/mm}^2$ beträgt. Generell ist aber festzuhalten, dass Tests zur zentrischen Zugfestigkeit von LAC nicht genormt sind. Für die allgemeine Bemessungspraxis ist besonders die Biegezugfestigkeit von LAC von Interesse, da dieser Baustoff hauptsächlich für Mauersteine bzw. Wand- und Deckenelemente eingesetzt wird, die i.d.R. auf Biegezug und nicht zentrischen Zug beansprucht werden. Nach DIN EN 1520 wird die Biegezugfestigkeit nach der zugehörigen DIN EN 1521 an kleinformatischen Balken (vgl. Kapitel 4) ermittelt. Für die Bemessungspraxis kann nach /DIN EN 1520/ die Biegezugfestigkeit speziell für LAC, genauso wie für gefügedichte Betone nach DIN 1045-1 (s.o.) aus einer Exponentialfunktion aus der Druckfestigkeit wie folgt abgeschätzt werden:

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_c^{2/3} \cdot \eta_1$$

Gl. 2-2

mit:

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot (\rho / 2200) \quad \text{für } \rho > 1400 \text{ kg/m}^3 \text{ (vgl. DIN 1045-1 –LC)}$$

$$\eta_1 = 0,78 \quad \text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3$$

Allerdings ist für numerische Berechnungen die Kenntnis der zentrischen Zugfestigkeit als wesentlicher Materialeingabeparameter bei sprödem Materialversagen auf Biegung und Querkzug unverzichtbar. Wie weitere Darmstädter Versuche /Kar08/ zeigen, kann allerdings die rechnerische zentrische Zugfestigkeit aus der experimentellen Biegezugfestigkeit abgeleitet werden. Dazu wurden die in den Versuchen ermittelte zentrische Zugfestigkeit über die zugehörige Druckfestigkeit an separat hergestellten Zylindern bzw. Bohrkernen aufgetragen (Abbildung 2-17). Als Grenzkurve (Kurve 2, Abbildung 2-17) für das 5%-Quantil bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% wurde der Verhältniswert der experimentell bestimmten zur berechneten Zugfestigkeit ermittelt. Die berechnete Zugfestigkeit entspricht der Annahme, dass die zentrische Zugfestigkeit ca. 50% der Biegezugfestigkeit von LAC für Trockenrohdichten unter 1400 kg/m^3 beträgt (Kurve 1). Somit ergibt sich die zentrische Zugfestigkeit zu:

$$f'_{ctm} = 0,42 / 2 \cdot f_c^{2/3} \cdot 0,78 \quad (\text{Mittelkurve; Gleichung 1, Abb. 2-17})$$

Gl. 2-3

$$f_{ctm} = 0,42 / 2 \cdot f_c^{2/3} \cdot 0,78 \cdot 0,65 = 0,11 \cdot f_c^{2/3} \quad (\text{untere Grenzkurve, Gl. 2, Abb. 2-17})$$

$$\text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3$$

Damit beträgt die zentrische Zugfestigkeit zwischen 32 % der Biegezugfestigkeit und ca. 7% bis 11% der Druckfestigkeit. Die untere Grenzkurve nach Gleichung 2 wurde auch für die eigenen Untersuchungen nach Kapitel 4 zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit aus der gemessenen Biegezugfestigkeit für die numerischen Berechnungen zur weiterführenden Modellbildung verwendet.

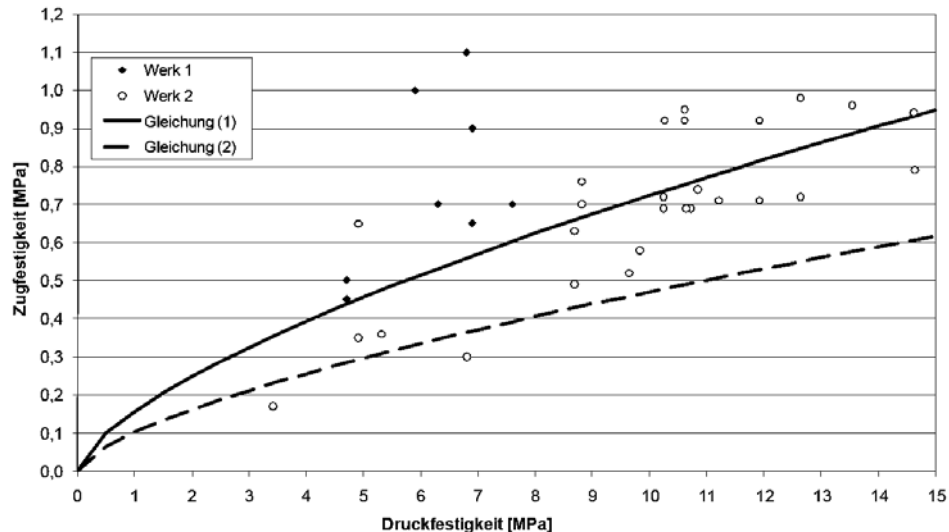


Abbildung 2-17: Ergebnisse der TU-Darmstadt über den Zusammenhang zwischen Druck- und zentrischer Zugfestigkeit für LAC- Betone aus 2 verschiedenen Werken /Kar08/

2.2 Tragverhalten von Wänden aus Mauerwerk und unbewehrten Betonen

Zur Herleitung eines Modells zur Ermittlung von festigkeitsvermindernden Einflussfaktoren von Lochsteinen im Vergleich zur Materialfestigkeit, z.B. von Vollsteinen, werden im Zuge der Untersuchungen zentrische Druckversuche an Mauersteinausschnitten und Innenstegen aus Lochsteinen durchgeführt, die in Kapitel 5.2 vorgestellt werden. Zusätzlich wurden auch im Rahmen der Leichtbetonentwicklung Spannungs-Dehnungs-Kennlinien an Zylindern experimentell ermittelt, um das teils nichtlineare Werkstoffverhalten von LAC in Abhängigkeit der verwendeten Zuschläge und Betonrohddichte berücksichtigen zu können (vgl. Kapitel 4.2). Dabei wird eine bezogene dimensionslose Schreibweise der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung zur einheitlichen nichtlinearen Beschreibung eingeführt, um auf Grundlage von wenigen charakteristischen Materialkennwerten und analytischen Gleichungen das Werkstoffverhalten von LAC wirklichkeitsnah beschreiben zu können (s. Abschnitt 2.3).

In Kapitel 5 und 6 werden für die experimentell bestimmten Traglasten von kleinformigen Wandscheiben aus Innenlängsstegen aus Lochsteinen Traglastfaktoren Φ mittels der im Vorfeld ermittelten Materialkennwerte berechnet. Diese so bestimmten Abminderungsfaktoren $\Phi_{I,II}$ zur Ermittlung der Traglast berechnet nach Theorie I. und II. Ordnung werden mit Traglastfaktoren (Abminderungsfaktoren) für unbewehrte Wände, bestimmt auf Basis von normativen Werkstoffgesetzen aus dem Beton- und Mauerwerksbau verglichen. Die Gegenüberstellung von berechneten zu experimentell bestimmten Abminderungsfaktoren Φ soll die Eignung bereits existierender normativer Ansätze hinsichtlich einer Modellierung des Werkstoffverhaltens und der Prognostizierung der Traglast verdeutlichen, weshalb die verwendeten normativen Berechnungsverfahren und Materialgesetze (Kap. 2.3) im Folgenden vorgestellt werden. Dieses Vorgehen dient im weiteren Verlauf der kritischen Bewertung vorhandener Ansätze zur Herleitung theoretischer Berechnungsverfahren für die Querschnitttragfähigkeit, die Biegesteifigkeit und die Systemtragfähigkeit von Wandscheiben, die aus Mauersteinen herausgetrennt wurden. Der E-Modul hat bekanntlich einen entscheidenden Einfluss auf das Verformungsverhalten. Mineralische Baustoffe wie Normal- aber auch Leichtbeton weisen im Vergleich zu ihrer Druckfestigkeit nur eine sehr geringe Zugfestigkeit auf. Deswegen können Querschnitte aus diesem Material nennenswerte Biegebeanspruchungen nur mit entsprechender Auflast aufnehmen, wodurch die Zugspannungen teilweise überdrückt werden. Somit ist die Tragfähigkeit signifikant von der einaxialen

Druckspannungs-Dehnungslinie des Baustoffs abhängig. Bei Überschreiten der geringen Zugfestigkeit muss die einwirkende äußere Druckkraft auf einem Leichtbetonsteg in Abhängigkeit von der Ausmitte e von der Schwerelinie des Querschnitts mit der resultierenden Druckspannungskraft im Querschnitt auf einer Wirkungslinie liegen, da sich im Gegensatz zum Stahlbeton kein inneres Kräftepaar über den Stahlquerschnitt einstellen kann (vgl. Abbildung 2-19, Kapitel 2.2.1.1). Deshalb ist die Völligkeit α_R der Arbeitslinie des Leichtbetons von besonderem Interesse, weil dadurch die Lage der resultierenden Druckkraft im Wandquerschnitt bestimmt wird (Abbildung 2-25; Kap. 2.3). Daneben sind die Zug- bzw. für Leichtbeton normgemäß, die zu ermittelnde Biegezugfestigkeit, von Einfluss auf die Tragfähigkeit vertikal belasteter und biegebeanspruchter unbewehrter Querschnitte (s. Kapitel 2.1.5, 4.2.5.7 und 4.2.5.8).

Das klassische seitliche Knicken bzw. Ausweichen wie es von schlanken Bauteilen, z.B. Stützen im Stahl- oder Stahlbetonbau bekannt ist /Nem04/ (Abbildung 2-18; unten links), wird im Mauerwerksbau (/Jäg02/, /Glo04/, /Moh07/) und auch bei den innerhalb der empirischen Untersuchungen an schlanken kleinformatigen Wandscheiben aus LAC durchgeführten Druckversuchen nur selten festgestellt. Beobachtet werden bei zentrisch gedrückten LAC- und Mauerwerks-Wandscheiben vor allem Schubbruch, Spaltbruch und Keilbruch (Abbildung 2-18). Diese Brucharten wurden auch von Goretzky an zentrisch getesteten 5-Stein-Probekörpern aus Kalksandvollsteinen und Mauerziegeln (vgl. /Glo04/) sowie von Mohamad /Moh07/ während ihrer Forschungstätigkeit erfasst. Von Jäger et. al. /Jäg02/ wurden zusätzlich zentrische und exzentrische Druckversuche an kleinformatigen Mauerwerkswänden durchgeführt. In den nachfolgenden Bildern sind die aus dem Forschungsbericht von Jäger /Jäg02/ festgehaltenen Bruchbilder auch von Mauerwerk aus Vbl-Steinen aus LAC nach der zentrischen Druckprüfung dargestellt (Abbildung 2-18). Auch hier sind die von Goretzky beobachteten und klassierten Bruchformen wie Spalt- bzw. Keilbruch erkennbar. Bilder von Tests von unbewehrten Beton- oder Leichtbetonwänden konnten der Literatur leider nicht entnommen werden.

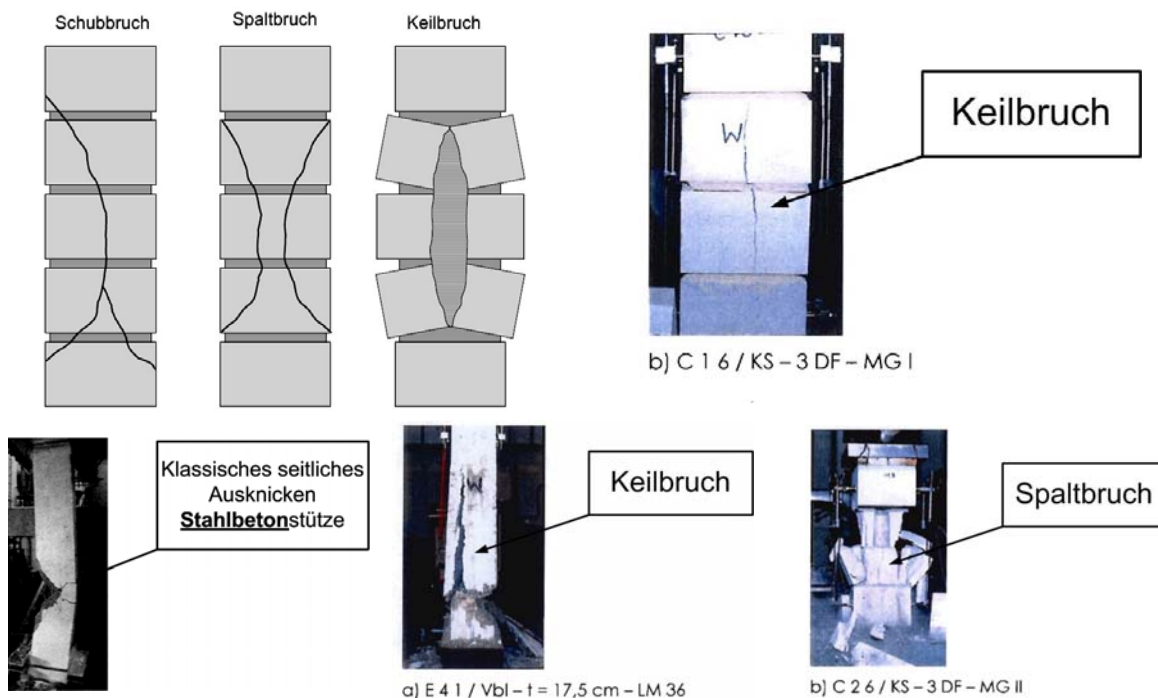


Abbildung 2-18: Bruchfiguren von Mauerwerk unter zentrischem Druck aus /Glo04/ bzw. Test von zentrisch gedrückten 4-Steinprüfkörpern aus /Jäg02/ (rechts: oben & unten); links unten: klassisches seitliches Ausweichen unter vertikaler Druckbelastung einer bewehrten Stahlbetonstütze /Nem04/

2.2.1 Stand der Technik und Normung zur Bemessung unbewehrter Wände

Die Tabelle 2-2 soll einen Überblick der innerhalb dieser Arbeit ausgewerteten Normen aus dem Beton- und Mauerwerksbau geben, die als derzeit gültige Berechnungsvorschriften vergleichsweise den experimentell bestimmten Traglastfaktoren im weiteren Verlauf der Arbeit gegenübergestellt werden.

Tabelle 2-2: Übersicht der im Verlauf der Arbeit vergleichend und kritisch bewerteten Normen zur Bestimmung der Traglast von unbewehrten Wandquerschnitten

	Norm	Titel- Beschreibung der Norm/ Anwendungsgebiet
Betonbau	DIN 1045-1:2008-08 bzw. DIN 1045-1:2001-07	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion (Bemessungsregeln für unbewehrte Betonwände aus gefügedichten Betonen)
	EC 2 DIN EN 1992-1-1:2005-10	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Spannbetontragwerken (Bemessungsregeln für unbewehrte Betonwände aus gefügedichten Betonen)
	DIN EN 1520:2007-10	Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton (Bemessung von bewehrten und unbewehrten Wänden aus haufwerksporigem Leichtbeton)
Mauerwerksbau	DIN 1053-100:2006-08 bzw. DIN 1053-100:2007-09	Mauerwerk- Teil 100 Berechnung auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes (Bem. unbewehrte Mauerwerkswände nach dem vereinfachten und genaueren Verfahren)
	EC 6 DIN EN 1996-1-1:2006-01 DIN EN 1996-3:2006-04	Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten- Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten (Bem. unbewehrte Mauerwerkswände nach dem vereinfachten und genaueren Verfahren)

2.2.1.1 Betonbau – DIN 1045-1 bzw. EC 2 und DIN EN 1520 (LAC)

Die Bemessung von unbewehrten Betonquerschnitten erfolgt nach DIN 1045-1 (2001) und (2008) Absatz 8.6.7 auf Basis von stark vereinfachten Rechenannahmen nach dem Verfahren von Haller /Hal49/, /Hal69/, /Heg07/. Dieses Verfahren wird in /Hal69/ und /Kri91/ im Einzelnen vorgestellt. Es liegt die vereinfachte Annahme zugrunde, dass die Biegelinie schlanker Bauteile beim Stabilitätsversagen einen sinusförmigen Verlauf aufweist. Für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit wird ein Spannungsblock auf einen um den Faktor Φ reduzierten Wandquerschnitt angesetzt (vgl. Abbildung 2-19). Dieser Ansatz entspricht nicht dem realen Materialverhalten von gefügedichten Betonen, sondern er geht von der Idealisierung der aufgetragenen Druckspannung über ein Rechteck aus. Dementsprechend ergeben sich die Traglastfaktoren Φ_I zur Berechnung der aufnehmbaren Druckkraft nach Theorie I. Ordnung zu:

$$\Phi_{I,d} = 1 - 2 \cdot e_{tot} / h$$

Gl. 2-4

$$\text{mit } N_{Rd} = -(b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \Phi_{I,d})$$

Wobei e_{tot} die Ausmitte der Normalkraft und h die Querschnittsdicke nach DIN 1045-1 beschreibt. Für Wandschlankheiten bzw. „Ersatzschlankheiten“ $\bar{\lambda}$, nach /Heg02/ auch als bezogenen Schlankheit bezeichnet, von $2,5 < l_0/h \leq 25$ sind Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen. Eine mechanisch über den Trägheitsradius i definierte Schlankheit von $\lambda_{max} = l_0/i = 86$, entspricht dabei für Rechteckquerschnitte einer bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} = \sqrt{12} l_0/h = 25$ mit $l_0 = \beta l_{col}$. Die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung werden vereinfacht auf Basis der maximalen Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung aus dem mittleren Wandfünftel angenähert durch:

$$\Phi_{II,d} = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot} / h) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h} \leq \Phi_{I,d}$$

Gl. 2-5

$$\text{mit: } N_{Rd} = -(b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \Phi_{II,d})$$

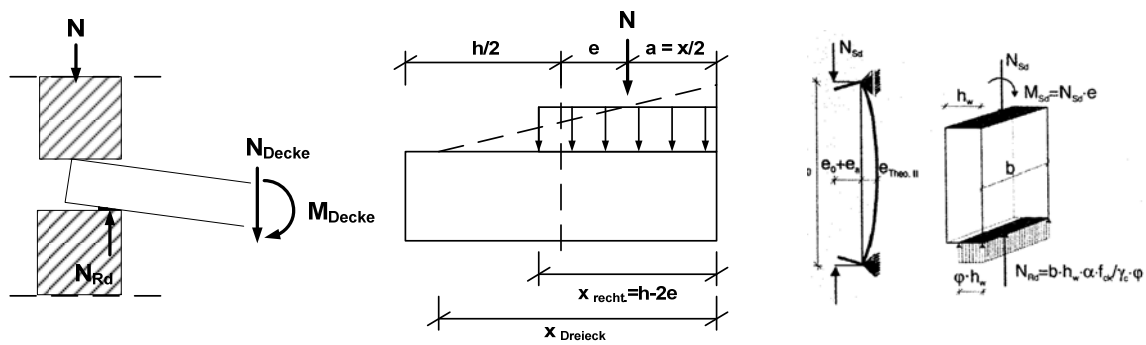


Abbildung 2-19: Ansatz des Spannungsblocks als Idealisierung des Materialverhaltens zur Bestimmung der Festigkeit; rechts: Nachweis unbewehrte Betonwand nach DIN 1045-1 mit infolge der Lastausmitte & Theorie II. Ordnung reduzierten Querschnitt ($h \cdot b \cdot \phi$; mit $\phi = \Phi$) /Heg02/

In der Gesamtausmitte e_{tot} einer auf den Wandquerschnitt exzentrisch angreifenden Normalkraft werden die Ausmitten aus der Systembelastung $e_0 = M/N$ und die Imperfektionen des Tragsystems zu $e_a = \alpha_{a1} \cdot l_0/2$ angesetzt, wobei sich der Winkel der Schiefstellung eines Tragwerkes α_{a1} nach DIN 1045-1, Abs. 7.2 ergibt. Entsprechend DIN 1045-1 ist es zulässig, eine Kriechausmitte e_ϕ zu vernachlässigen. Die maximale bezogene Lastausmitte darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilversagens max. $e_{tot}/h < 0,4$ betragen (DIN 1045-1, Abs. 5.3.2(4)).

Die „Knicklänge“ einer Wand bzw. die Länge des Ersatzstabes im idealisierten Systemmodell darf entsprechend DAfStb -Heft 525 (2003) aus der realen Länge, also der lichten Geschosshöhe bei Bauten und einem Knicklängenbeiwert β berechnet werden. Dieser variiert je nach Halterung der Wand durch aussteifende Querwände und Deckenaufleger zwischen 0,75 und 1,0.

Der Eurocode 2 (2005) weist im Vergleich zur DIN 1045-1 keine Unterschiede in Bezug auf die Bemessung von unbewehrten Wandscheiben und der Definition der Spannungs-Dehnungs-Linien auf, so dass prinzipiell die Berechnung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit gleich ist. Die Anwendungsgrenze der maximalen Wandschlankheit beträgt wie bei DIN 1045-1 $\bar{\lambda} = l_0/h = 25$. Zusätzlich ist die Berücksichtigung der Zugfestigkeit als 5%-Quantil $f_{ctk;0,05}$ nach Eurocode 2 möglich. Diesen Weg wählten auch Hegger et. al. /Heg07/ bei dem von ihnen vorgestellten Ansatz zur Bestimmung der Traglast unbewehrter Normalbetonwände unter Ansatz der Zugfestigkeit. Bei den eigenen Auswertungen wird eine leicht abgewandelte Formulierung für den Tangentenmodul E_T nach Goltermann /Gol08/ im Vergleich zum Ansatz nach EC 2 verwendet. Angewendet werden diese abgewandelten Formulierungen nach Goltermann, da er diese funktionalen Zusammenhänge auch empirisch für geschosshohe Wände aus haufwerksporigem Leichtbeton untersuchte. Die Abschätzung der Traglast N_u mit dem abgewandelten Modell nach Goltermann in Anlehnung an EC 2 auf der Grundlage der Euler-Formel lautet (mit $t \equiv h =$ Querschnittsdicke und $L_c = l_0$; $E_0 =$ Elastizitätsmodul im Ursprung):

$$N_u = \sigma_{cr} \cdot b \cdot (t - 2e_{tot}) = \left(\frac{-1 + \sqrt{1 + 4k_c^2}}{2k_c^2} \right) \cdot f_c \cdot b \cdot (t - 2e_{tot}) = N_{eu} \quad \text{Gl. 2-6}$$

$$N_{eu} = E_T \cdot I_c \cdot \left(\frac{\pi}{L_c} \right)^2 = \frac{1}{12} \cdot E_T(\sigma) \cdot b \cdot (t - 2e_{tot})^3 \cdot \left(\frac{\pi}{L_c} \right)^2$$

$$\text{mit: } k_c = 12 \cdot \frac{f_c}{E_0} \left(\frac{L_c}{\pi \cdot (t - 2e_t)} \right)^2 \text{ und } E_T = E_0 \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma}{f_c}}$$

Das in DIN EN 1520 vorgestellte Verfahren zur Bestimmung des Grenzzustands der Tragfähigkeit infolge Verformungen des Bauteils (Knicken), basiert ebenfalls auf der Grundlage der Euler-Formel und dem Ritter-Materialmodell. In Abbildung 2-20 ist schematisch das Werkstoffgesetz nach Ritter

dargestellt. Ritter wählte als Werkstoffgesetz unter Bezug auf reale Versuchsergebnisse an Stahlbetonsäulen /Now81/ eine Exponentialfunktion zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die wie folgt lautet:

$$\sigma = f_c \cdot (1 - e^{-1000 \cdot \varepsilon}) \quad \text{Gl. 2-7}$$

Aus dieser Beziehung ergibt sich vereinfacht, wenn die aus Versuche hergeleiteten gekrümmten Grenzkurven nach Abbildung 2-20 linearisiert werden, folgender einfacher Ausdruck für den Tangentenmodul E_T :

$$E_T = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = 1000 \cdot (f_c - \sigma) = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{f_c} \right) \quad \text{Gl. 2-8}$$

Dabei wird der Anfangs- E- Modul zu $E_0 = 1000 \sigma_0$ angenommen.

In DIN EN 1520 wird die Traglast N_{Rd} eines leicht- bzw. unbewehrten Wandquerschnitts auf Basis des

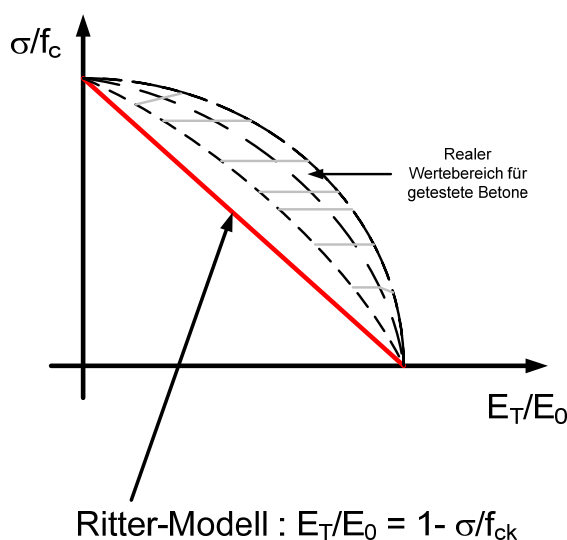


Abbildung 2-20:

Graphische Darstellung des Zusammenhangs zwischen bezogener Druckfestigkeit und des Tangenten- zum Ursprungs- E- Moduls nach Ritter (vgl. DIN EN 1520 und /Gol08/, /Now81/)

Bemessungswertes der Druckfestigkeit f_{cd} unter Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten bzw. der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} und dem mittleren E-Modul E_{cm} berechnet.

Die DIN EN 1520 sieht zur Bemessung von Wänden aus LAC im Vergleich zur DIN 1045-1 und dem EC 2 für gefügedichte Betone, lediglich einen Ansatz für geometrische Imperfektionen von $e_a = l_0/500$ vor. Außerdem wird der Schlankheitsgrad nach DIN EN 1520 für Bauteile aus LAC in Abhängigkeit der Trockenrohddichte des LAC begrenzt (s. Abbildung 2-21). Für eine Rohddichte von 400 kg/m^3 ist z.B. nur noch ein Schlankheitsverhältnis $\lambda = S = l_0/i = 40$ zulässig, wohingegen ab einer Trockenrohddichte von 850 bis 2000 kg/m^3 die max.

Schlankheitsgrenze bis auf $l_0/i = 121$ erhöht wird. Dies entspricht einem Verhältniswert der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$, wie sie im Mauerwerksbau definiert wird, von $11,5 \leq l_0/h \leq 35$. In DIN 1045-1 und dem EC 2 ist hingegen die maximal zulässige Schlankheit λ_{max} konstant auf einen Wert von $\lambda = l_0/i = 85$ bzw. $\bar{\lambda} = 25$ (für Rechteckquerschnitte) begrenzt. Somit stellt die Berücksichtigung der Trockenrohddichte des LAC zur Bestimmung der zulässigen Schlankheit einen deutlichen Unterschied zu den Beton- und Mauerwerksnormen dar. Dies passt allerdings zu Ausführungen in dem DAfStb-Heft 375 (1986), wonach für den Knicksicherheitsnachweis von unbewehrten Druckgliedern aus gefügedichtem Konstruktionsleichtbeton nach der damals gültigen DIN 1045-1, bereits die zulässigen Schlankheiten auf max. $\lambda \leq 110$, allerdings in Abhängigkeit der Lastausmitte, begrenzt wurden. Zur besseren Übersicht sind nachfolgend die zuvor erwähnten wesentlichen Eingangskennwerte gemäß der einzelnen Normen zur Berechnung der normativen Traglast N_{Rd} , wie z.B. die Grenzschlankheiten λ_{max} , in der Tabelle 2-3 zusammengestellt.

Tabelle 2-3: Gegenüberstellung der angesetzten ungewollten Ausmitten e_a und der Grenzschlankheiten in den analysierten Beton- und Mauerwerksnormen sowie Richtlinien

	Normen	Ansatz ungewollte Ausmitte e_a	Normative Grenzschlankheiten	
			$\bar{\lambda}_{\max}=l_0/h$ bzw. h_{eff}/t (Mauerwerk)	$\lambda=l_0/i=\sqrt{12} l_0/h$ für Rechteckquerschnitte
Betonbau	DIN 1045-1	$e_a=\alpha_{a1} \cdot l_0/2=l_0/400$	≤ 25	≤ 86
	EC 2	$e_a=e_i=0, l_0/2=l_0/400$	≤ 25	≤ 86
	DIN EN 1520	$e_a= l_0/500$	$11,5 \leq l_0/h \leq 35$	$40 \leq l_0/i \leq 121$
	DAfStb- Heft 375 (1986)	-	≤ 32	≤ 110
Mauerwerk	DIN 1053-100	$e_a= h_k/450 \sim l_0/450$	≤ 25	≤ 86
	EC 6	$e_a= h_k/450 \sim l_0/450$	≤ 27	≤ 94

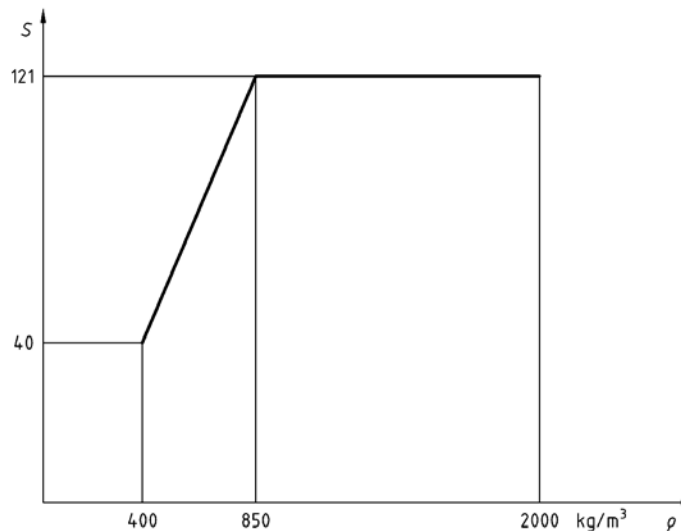


Abbildung 2-21: Grenzen des Schlankheitsverhältnisses S in Abhängigkeit der Trockenrohdichte nach DIN EN 1520:2007-10 für Wände und Pfeiler

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Längsdruckkraft N_{Rd} für als zentrisch belastet angesehene Querschnitte bestimmt sich nach DIN EN 1520 wie folgt:

$$N_{Rd} = k_s \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot l_w \cdot (h - 2e_1)$$

mit:
$$k_s = \frac{1}{1 + \frac{f_{ck}}{E_{cm} \cdot \pi^2} \cdot \left(\frac{l_0}{i_c} \right)^2}$$

Gl. 2-9

- Mit:
- $\alpha=0,8$ Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeit-Einflüssen
 - f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des LAC
 - f_{ck} charakt. Druckfestigkeit von LAC
 - l_0 Knicklänge des Bauteils
 - i_c Trägheitsradius der Druckzone des Querschnitts $i_c=(I_c/A_c)^{1/2}$
 - l_w wirksame horizontale Länge des Querschnitts (äqu. Breite - b)
 - e_1 nach Theorie I. Ord. bestimmte Exzentrizität ($e_1 = e_0 + e_a$)

Wobei k_s einen sogenannten Knickbeiwert nach DIN EN 1520 darstellt.

2.2.1.2 Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6 bzw. DIN 1053-100

Die nachfolgend betrachtete DIN EN 1053-100 basiert auf einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept (vgl. /Brau07/). Unterschieden wird zur Bemessung im Mauerwerksbau grundsätzlich zwischen einem *vereinfachten* und *genaueren* Nachweisverfahren. Zur Abschätzung der Traglastminderung nach Theorie II. Ordnung wird im Gegensatz zur DIN 1045-1 in DIN 1053-100 nach dem vereinfachten Verfahren keine Geraden- sondern eine Parabelfunktion angegeben. Dieser Ansatz ist identisch mit dem vereinfachten Verfahren der Europäischen Norm Eurocode 6, Teil 3. Geringfügige Differenzen bestehen lediglich hinsichtlich der Anwendungsgrenze, wie z.B. der Deckenstützweiten von 7 m (EC 6), statt ≤ 6 m (DIN 1053-100). Die Parameter h_{ef} und t , gemäß den Bemessungsvorschriften im Mauerwerksbau, sind dabei äquivalent zu l_0 (Knicklänge) und h (Querschnittsdicke) im Betonbau. Der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Knickgefahr nach Theorie II. Ordnung ergibt sich für die *vereinfachte Nachweisführung* für den EC 6 und die DIN 1053-100 zu:

$$\Phi_{II,d} = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \quad (\text{Vereinfachtes Verfahren DIN 1053-100 \& EC 6}) \quad \text{Gl. 2-10}$$

Mit: h_{ef} Knicklänge der Wand (EC 6) bzw. h_k (DIN 1053-100)
 t_{ef} effektive Wanddicke (s. Abs. 5.5.1.3, EC 6) bzw.
 Wanddicke d (DIN 1053-100)

Zur Abschätzung der Querschnittstragfähigkeit nach dem *genaueren Verfahren* der DIN 1053-100 gilt wieder die Annahme eines Spannungsblocks (starr-plastisches Materialverhalten) nach Theorie I. Ordnung, wie auch bereits für DIN 1045-1 (vgl. Gl. 2-4) dargestellt. Zur Berechnung der Systemtragfähigkeit wird ebenfalls auf die aus dem Betonbau bekannte Formulierung zurückgegriffen, jedoch wird der Einfluss der Schlankheit der Wand durch eine stärkere Neigung der Geraden berücksichtigt. Dies ist auf den Einfluss der Mauerwerksfugen auf die bezogene, aufnehmbare Traglast bei zunehmender Wandschlankheit zurückzuführen. In halber Geschosshöhe ergibt sich der Abminderungsfaktor Φ_m zu:

$$\Phi_m = \Phi_{II,d} = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot e_{tot} / t \right) - 0,024 \cdot \frac{h_k}{d} \leq \Phi_{I,d} \quad \text{Gl. 2-11}$$

(Genaueres Verfahren DIN 1053-100)

Als Hauptgrund für die stärkere Abminderung der Systemtragfähigkeit infolge der Wandschlankheit h/d , kann wohl die Haftzugfestigkeit der Mörtelfugen zum Stein genannt werden. Die Haftzugfestigkeit zwischen Stein und Mörtel spielt im Mauerwerksbau im Gegensatz zum Betonbau eine wesentliche Rolle bei der Bestimmung der Biegetragfähigkeit eines Wandquerschnitts. Deshalb stimmen die Ansätze aus dem Mauerwerksbau auch nicht exakt zu den an kleinformatigen Wandscheiben aus LAC experimentell bestimmten bezogenen Tragfähigkeiten ohne Einfluss von Fugen überein (vgl. Kapitel 5).

Nach DIN 1053-100, als auch EC 6, wird darüber hinaus die ungewollte Ausmitte infolge geometrischer Imperfektionen zu $e_a = h/450$ im Gegensatz zur DIN 1045-1 mit $e_a = l_0/400$ angesetzt. Auch muss eine zusätzliche Lastexzentrizität infolge Kriechen ab einem Verhältnis von $h_k/d > 10$ berücksichtigt werden. Der zulässige Grenzwert der bezogenen Wandschlankheit $\bar{\lambda}$ beträgt nach DIN 1053-100 (2006) $h_k/d = 25$.

Die Ansätze des EC 6 für das vereinfachte Verfahren zur Bestimmung der Systemtragfähigkeit unterscheiden sich, wie bereits erwähnt, nicht von der in DIN 1053-100. Eine Kriechausmitte ist allerdings abweichend zur DIN 1053-100 (2006) erst ab einer bezogenen Schlankheit von $h_{ef}/t_{ef} > 15$ zu erfassen. Die zulässige Wandschlankheit ist beim EC 6 auf $h_{ef}/t_{ef} = 27$ begrenzt (vgl. Abbildung 2-23). Für das *genauere Verfahren nach EC 6* wird zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit nach Theorie I. Ordnung wieder ein Spannungsblock, sprich starr-plastisches Materialverhalten angesetzt.

Die Mindestlastausmitte beträgt allerdings $e/t=0,05$. Die Abschätzung der Systemtragfähigkeit bzw. der Traglastminderung aufgrund der Wandschlankheit erfolgt gemäß EC 6 (2006) nach einer von Kritschig (s. /Kri76/, /Kri98/, /Kri91/) entwickelten geschlossenen Approximationsfunktion in Anlehnung an die aus der Statistik bekannten Formulierung der Normalverteilung, in Abhängigkeit der Lastausmitte e und des Ursprungsmoduls E_0 . Als Materialansatz liegt dem EC 6 ein Parabel-Rechteckdiagramm zugrunde. Die Biegezugfestigkeit des Querschnitts wird nicht angesetzt. Die bezogene Systemtragfähigkeit ergibt sich nach dem genaueren Verfahren des EC 6 in der Mitte der Wandhöhe zu:

$$\Phi_m = \Phi_{II,d} = \left(1 - 2 \cdot e_{mk} / t\right) \cdot e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad \text{Gl. 2-12}$$

$$\text{Mit: } u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_{mk}}{E_0}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot e_{mk} / t} \quad \text{und} \quad \frac{f_{mk}}{E_0} = \frac{\varepsilon_{mf}}{2}$$

$$\text{mit: } e_{mk} = e_{\text{tot}} \text{ (s.o.)} = M_{md}/N_{md} + M_{o,u}/N_{o,u} + e_a + e_{\phi,k}$$

Für die nach EC 6 Standardverhältniswerte $E/f_k = 1000$ und 700 wurde der Exponent u bereits im EC 6 ausgewertet. Allerdings sind durch die zuvor gezeigte allgemeingültige Formulierung auch andere E-Modulwerte möglich.

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 2-22, Abbildung 2-23 und Abbildung 2-24) stellen die im Vorfeld beschriebenen Bemessungsansätze der verschiedenen Normen aus dem Beton- und Mauerwerksbau als Kurvenscharen in Abhängigkeit der bezogenen Schlankheit l_0/h bzw. h/t und der Ausmitte e/h (Betonbau) bzw. e/t (Mauerwerksbau) gegenüber.

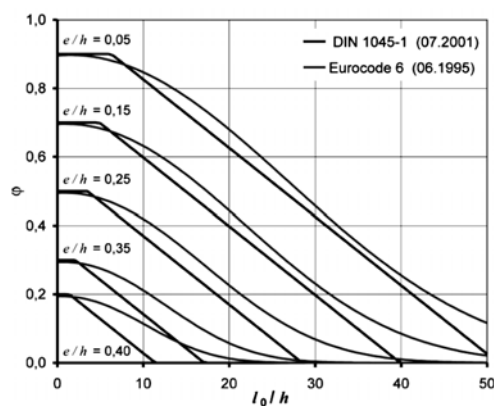


Abbildung 2-22:
Systemtragfähigkeit unbewehrter Wände;
Vergleich zwischen DIN 1045-1 (Normalbeton)
und EC 6 (Mauerwerk) aus /Heg07/ mit $\phi = \Phi_{II,d}$

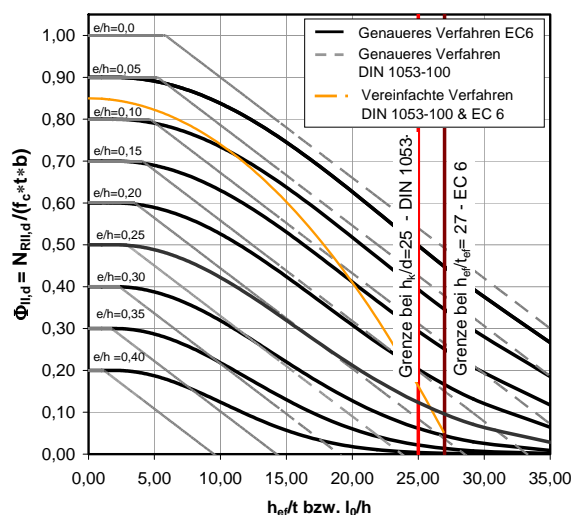


Abbildung 2-23:
Systemtragfähigkeit unbewehrter Wände;
Vergleich der Berechnungsansätze der
Mauerwerksnormen DIN 1053-100 vs. EC 6
für variable Ausmitten der Normalkraft nach
dem vereinfachten und genaueren Verfahren
für $E_0/f_c = 1000$

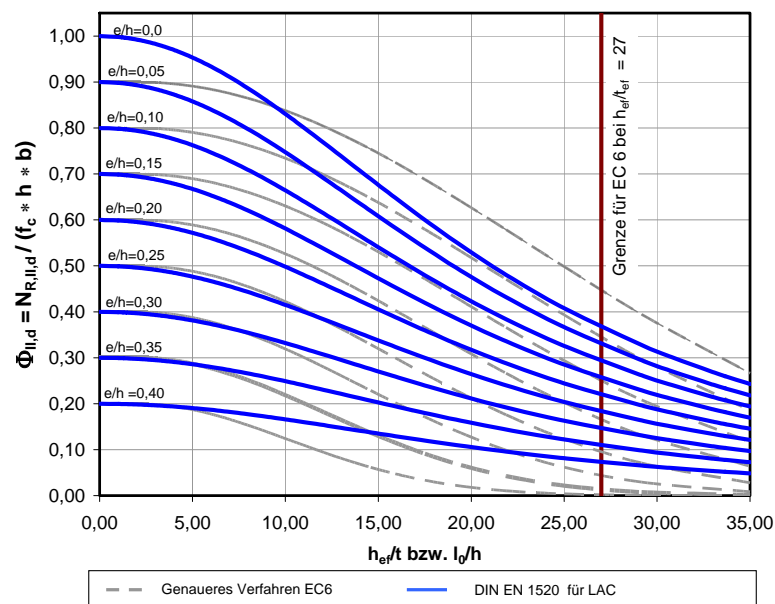


Abbildung 2-24: Vertikale Systemtragfähigkeit von Wänden auf Grundlage von DIN EN 1520 und EC 6 mit $E_0/f_c = 1000$

2.3 Modellierung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

2.3.1 Analyse normativer Werkstoffgesetze

Vergleichend zu der im weiteren Verlauf der Arbeit eigenen experimentellen Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Linien an Zylindern mittels Dehnmessstreifen (DMS) (s. Kapitel 4.2.5.5), werden zudem die Ansätze der Werkstoffgesetze nach DIN 1045-1 für Normal- bzw. gefügedichten Leichtbeton und nach DIN EN 1520 für haufwerksporigen Leichtbeton analysiert. Dadurch soll ein Werkstoffgesetz gefunden werden, welches das Werkstoffverhalten von LAC in Abhängigkeit weniger charakteristischer Materialkennwerte beschreibt und trotzdem noch durch wenige zu bestimmende Materialparameter einfach zu handhaben ist, wobei die normativ bekannten Schreibweisen bei den eigenen Ansätzen beibehalten werden.

2.3.2 Dimensionslose Darstellungsweise der Spannungs-Dehnungsbeziehungen

In Anlehnung an den Arbeiten von Glock /Glo04/ bzw. Hermann /Her80/ wird zur Modellierung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linien und zum Vergleich der verschiedenen normativen Ansätze eine auf bezogene Werkstoffkennwerte beruhende Schreibweise eingeführt. Denn zur wirklichkeitsnahen und praxisorientierten Querschnittsbemessung ist ein allgemeingültiges Werkstoffgesetz zu finden, welches das Werkstoffverhalten von LAC einfach beschreibt. Das nichtlineare Materialverhalten von Beton wird in der Literatur zumeist auf Basis des Ursprungsmoduls E_0 (vgl. /Gol08/; /Glo04/) oder des Sekantenmoduls $E_{0,33}$ bzw. E_{cm} (DIN EN 1520) bei $1/3$ der Höchstspannung und der Dehnung ε_f bei Erreichen der Druckfestigkeit beschrieben. Zur allgemeingültigen Formulierung des Werkstoffverhaltens führt z.B. Glock (2004) für theoretische Berechnungen eine bezogenen Schreibweise ein, wobei die Spannungen auf die Druckfestigkeit f_c und die Dehnungen auf der zugehörigen Dehnung ε_f bei Erreichen der Festigkeit bezogen werden. Die Völligkeit α_R der SDL und die Neigung des abfallenden Astes können durch die Veränderung der Steigung im Ursprung, sprich dem bezogenen Ursprungsmodul k_0 beeinflusst werden. Die Werte

bewegen sich zwischen den Grenzfällen für linear-elastisches Materialverhalten mit $k_0=1$ und für starrplastisches Verhalten $k_0 \Rightarrow \infty$. Der bezogene Ursprungsmodul berechnet sich zu:

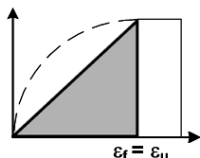

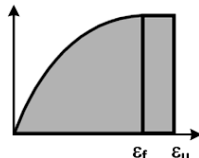
$$k_0 = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_f}{f_c} \quad \text{bzw.} \quad k_{0,33} = \frac{E_{0,33} \cdot \varepsilon_f}{f_c}$$

Gl. 2-13

Mathematisch ist die Formulierung des Werkstoffgesetzes auf Grundlage des Ursprungsmoduls E_0 tauglich, jedoch wird versuchstechnisch der E-Modul E_{cm} für LAC bei 1/3 der Festigkeit als Sekantenmodul bestimmt. Glock /Glo04/ als auch Schubert /Schu91/ verweisen allerdings darauf, dass der gemessene Sekantenmodul E_{cm} wegen der wiederholten Be- und Entlastungszyklen im Versuch nahezu ausschließlich elastische Verformungen berücksichtigt, wodurch dieser näherungsweise dem Ursprungsmodul E_0 entspricht.

Für die Berechnung von Schnittgrößen eines Rechteckquerschnittes aus einer gegebenen Spannungsverteilung werden weitere Kenngrößen eingeführt, die bereits aus der Bemessung von Beton- und Mauerwerksquerschnitten bekannt sind. Dies sind der Völligkeitsbeiwert α_R und der bezogene Randabstand k_a der Spannungsresultierenden zum stärker gedrückten Rand. Die Völligkeit bzw. der Völligkeitsgrad α_R kennzeichnet die Ausnutzung der Druckzone im Bauteilquerschnitt bzw. die Nichtlinearität der SDL und gibt somit an, welche Form eine Spannungsverteilung hat. Diese wird aus den verschiedenen, für unterschiedliche Betone bzw. Steinmaterialien typischen Spannungs-Dehnungs-Kennlinien abgeleitet (s. Tabelle 2-4). Mathematisch betrachtet, ist der Völligkeitsgrad eine bezogene Größe, die das Verhältnis des Flächeninhalts als Integral der analysierten Spannungs-Dehnungs-Linien-Funktionen zum Spannungsrechteck mit gleichen Grenzwerten der Spannungen f und Dehnungen ε liefert.

Tabelle 2-4: Zusammenstellung der Vorschläge zum Ansatz des idealisierten Last-Verformungsverhaltens zur Bemessung von Mauerwerk nach /Schu92/ mit Ergänzungen nach /Glo04/ auf Basis des Werkstoffgesetzes nach DIN 1045-1 (S)

	Leichtbeton- & Betonsteine	Hochlochziegel und Porenbetonsteine	Kalksandsteine
Kenngröße			
k_0 nach DIN 1045-1(S)	1,24 bis 2,47	1,02 bis 1,82	1,24 bis 3,57
ε_f	0,6 bis 4,0	1,0 bis 2,6 (Ziegel) 1,4 bis 3,7 (Porenbeton)	1,24 bis 3,57
$\eta_u = \varepsilon_u / \varepsilon_f$	1,0	1,0	1,25 bis 1,75
α_R	0,57 bis 0,70	0,51 bis 0,65	0,57 bis 0,75

Der Völligkeitsbeiwert liegt zwischen den Grenzfällen $\alpha_R=0,5$ für ein linear-elastisches Materialverhalten (dreieckförmige Spannungsverteilung) und $\alpha_R=1,0$ für ideal-plastisches Verhalten (Spannungsblock). Er kann wie folgt berechnet werden /Zil06/:

$$\alpha_R = \frac{1}{x \cdot f_c} \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=x} \sigma_c(\bar{z}) d\bar{z} = \frac{|\sigma_{cm}|}{f_c}$$

Gl. 2-14

Zur Berechnung des inneren Hebelarmes der resultierenden Kraft $N=F_c$ einer beliebigen Spannungsverteilung im Wandquerschnitt, wird der dimensionslose Parameter k_a eingeführt, der den Abstand des Angriffspunktes der Druckspannungsresultierenden vom stärker gestauchten Rand bezogen auf die Druckzonenhöhe im Bauteilquerschnitt beschreibt. Für den normativen Ansatz eines Spannungsblocks beträgt der bezogene Randabstand k_a konstant 0,5. In der Literatur wird dieser Parameter auch oft als Höhenbeiwert bezeichnet /Zil06/.

$$k_a = \frac{a}{x} = 1 - \frac{b}{x \cdot F_c} \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=x} \sigma_c(\bar{z}) \cdot \bar{z} \, d\bar{z}$$

Auf eine genaue mathematische Herleitung der Parameter in Abhängigkeit der SDL wird innerhalb dieser Arbeit verzichtet und auf die einschlägige Literatur verwiesen (z.B. /Zil06/, /Heg07/, /Jäg02/). Zur Berechnung der Schnittgrößen in den untersuchten Rechteckquerschnitten von kleinformigen Wandscheiben nach Kapitel 5, werden die Beiwerte α_R und k_a auf Grundlage des Parabel-Rechteck-Diagramms nach DIN 1045-1 mit einem Exponenten der Parabel von $n=2$ ermittelt. Die Abbildung 2-25 zeigt die Vorgehensweise zur Bestimmung der resultierenden Betondruckkraft infolge einer nichtlinearen Druckspannungsverteilung auf den belasteten Querschnitt in Abhängigkeit der dimensionslosen bezogenen Parameter k_a und α_R . Voraussetzung für die Ermittlung der inneren Druckkräfte ist die Kenntnis der Dehnungsebene. Entstehende Zugkräfte werden für die in dieser Arbeit zu betrachtenden LAC- Querschnitte wegen der geringen Zugfestigkeit des Materials vernachlässigt. Somit ist zwischen überdrückten, ungerissenen Querschnitten mit Nulllinie außerhalb des Querschnitts und gerissenen Querschnitten mit Nulllinie im Steg- bzw. Wandquerschnitt zu unterscheiden. Aufgrund des nichtlinearen Materialgesetzes (Parabel-Rechteck-Diagramm) lassen sich die inneren Gleichgewichtsbedingungen nicht geschlossen, sondern nur iterativ berechnen. Dabei wird eine vorgegebene Dehnungsebene solange variiert, bis bei gegebener Normalkraft infolge äußerer Belastung das maximale Moment erreicht ist. Mittels des Parabel-Rechteck-Diagramms nach Gl. 2-17 können α_R und k_a in Abhängigkeit der Randdehnungen angegeben werden. Nach /Zil06/ können zudem vollständig überdrückte Querschnitte vereinfacht durch Subtraktion zweier resultierender Kräfte F_{c1} und F_{c2} mit Hilfe der dimensionslosen Kenngrößen α_R und k_a erfasst werden. Dies ist in Abbildung 2-25 rechts oben dargestellt.

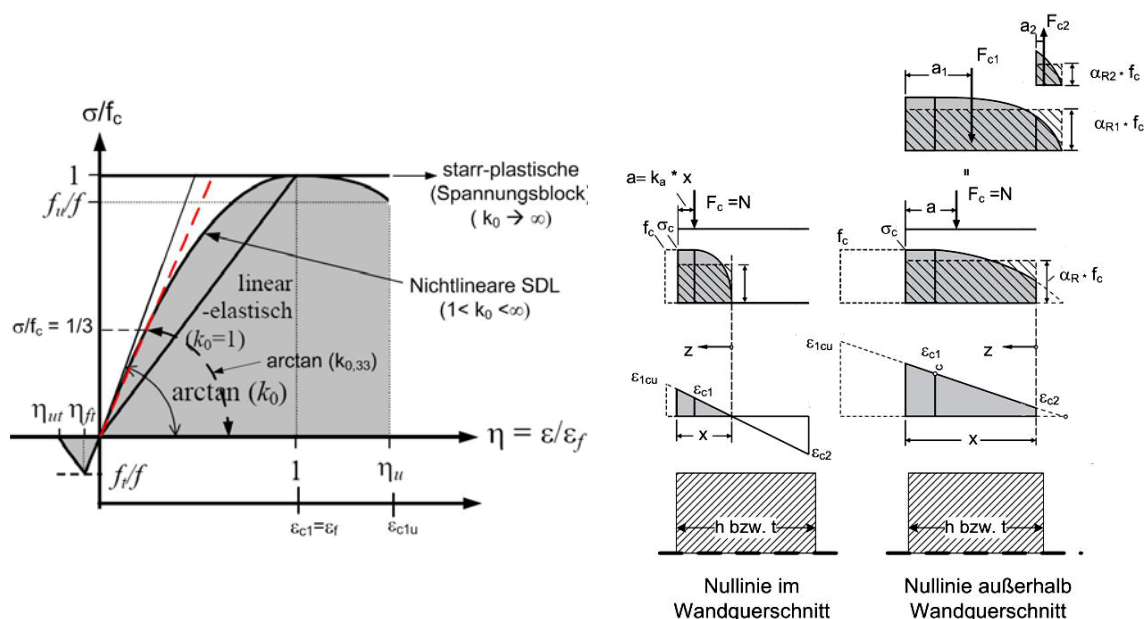


Abbildung 2-25: links: Bezogene Spannungs-Dehnungs-Linie in Anlehnung an /Glo04/ rechts: Schematische Darstellung der Bestimmung der resultierenden Betondruckkraft bei Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms für unbewehrte Querschnitte in Anlehnung an die Literatur (/Zil06/, /Heg07/)

2.3.3 Werkstoffgesetz nach DIN 1045-1 (S) (Schnittgrößenermittlung)

Die DIN 1045-1 (2001; 2008) und der EC 2 (2005) unterscheiden beide gleichermaßen beim Ansatz der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linie zwischen einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung und Querschnittsbemessung. Das Materialgesetz zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung weist genau wie das von Jäger et. al. (2002) verwendete Werkstoffgesetz zur Beschreibung der Tragfähigkeit von schlanken Mauerwerkswänden die Möglichkeit der Berücksichtigung einer Materialentfestigung bei

Versagen auf (vgl. Abbildung 2-26). Außerdem ist eine Variation der Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Linie, bedingt durch den Ansatz des Völligkeitsbeiwerts α_R bzw. bezogenem Ursprungsmodul k_0 möglich. Somit ist ein Vorteil dieses Gesetzes, dass eine beliebige nichtlineare Kennlinie zwischen den Grenzfällen linear-elastisch und starr-plastisch abbildbar ist. Dabei ist das Werkstoffgesetz aus dem Model Code 90 /MC90/ bzw. Eurocode 2 übernommen worden. Dieses Materialgesetz ist für Normalbeton aufgrund längerjähriger Erfahrung abgesichert. Für den Sonderfall $k_0=2$ entspricht die Formulierung einer quadratischen Parabel, welche nach Kriechig /Krit76/ auch schon zur Beschreibung von Mauerwerk verwendet wurde.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left(\frac{k_0 \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k_0 - 2) \cdot \eta} \right) \quad \text{mit: } \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad \text{Gl. 2-16}$$

2.3.4 Werkstoffgesetz nach DIN 1045-1 (B) - (Bemessung)

Zur einheitlichen Bemessung von Betonen unterschiedlicher Festigkeit wurde in DIN 1045-1 bzw. auch in dem EC 2 das Parabel-Rechteck-Diagramm eingeführt und so modifiziert, dass die Völligkeit der SDL bis zum Erreichen der Druckfestigkeit f_c variiert werden kann. Die zulässigen Bruchstauchungen können in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse begrenzt werden. Vorteil dieses Werkstoffgesetzes ist die einfache mathematische Formulierung zur Berücksichtigung der Variation der Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Der Entfestigungsbereich wird wegen des konstanten Spannungsansatzes nach Erreichen der Druckfestigkeit plastisch idealisiert. Die bruchmechanischen Zusammenhänge werden dabei für Stauchungen $>2\text{‰}$ durch geeignete Grenzwerte der Bruchstauchung ε_{cu} unabhängig von der Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Linie vor Erreichen der Druckfestigkeit berücksichtigt. Somit ist eine Einschränkung des Definitionsbereichs für verschiedene Betonarten im Vergleich zu Ansätzen von Kennlinien mit abfallenden Spannungen durch die Einführung von zwei Dehnungsbereichen nicht nötig.

$$\sigma_c = -f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \Leftrightarrow \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 1 - (1 - \eta)^n \quad (\text{vgl. /Glo04/}) \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = -f_{cd}$$

$$\Leftrightarrow \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 1 \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu}$$

Gl. 2-17

Mit:	n	Exponent der Parabel
	ε_{c2}	Dehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze ($\varepsilon_c < 0$)
	ε_{cu}	maximale Dehnung
	f_{cd}	Bemessungswert der Druckfestigkeit ($=\alpha f_{ck} / \gamma_c$ vgl. DIN 1045-1; 9.1.6)

2.3.5 Werkstoffgesetz nach DIN EN 1520

Dieses bilineare Werkstoffgesetz der DIN EN 1520 gilt insbesondere für haufwerksporige Leichtbetone zur Querschnittsbemessung. Die idealisierte und bezogene Darstellungsweise dieses Ansatzes der Spannungs-Dehnungs-Linie für LAC ist auch in der Abbildung 2-26 vergleichend zu den, für verschiedene bezogene Ursprungsmodul k_0 ausgewerteten Spannungs-Dehnungs-Linie nach DIN 1045-1 enthalten. Der Höchstwert der Stauchung ε_{cu} wird für diese bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie in Abhängigkeit der Trockenrohdichte des LAC begrenzt. Die Bruchstauchung kann dabei in einem Bereich von 2 bis 3,5 ‰ schwanken.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_c}{f_c} \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c2} \quad \text{mit: } \varepsilon_c < 0$$

Gl. 2-18

$$\sigma_c = -f_{cd} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu} \quad \text{mit: } \varepsilon_{cu} = 0,0035 \eta_1 \geq 0,002$$

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho_{tr} / 2200$$

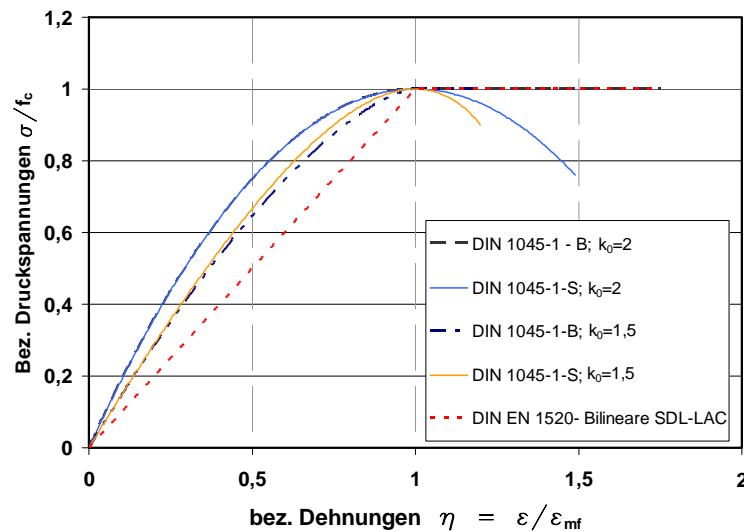


Abbildung 2-26: Vergleich bezogener Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verschiedener normativer Werkstoffgesetze für variable k_0 -Werte

2.3.6 Spannungs-Dehnungs-Linien aus der Literatur

Für die betrachteten LAC- Betone konnten lediglich zwei exemplarische Spannungs-Dehnungs-Kennlinien aus der Literatur /Thi05/ entnommen werden, die an Zylinderproben ($\varnothing 150$ mm; $h=300$ mm) mit einer Trockenrohddichte von ca. 1000 kg/m^3 derselben Rezeptur ermittelt wurden. Die gemessenen Kurven in /Thi05/ ähneln dabei im Verlauf den parabolischen Kurven, die für Normalbeton bekannt sind (vgl. DIN 1045-1) und nicht den nahezu bis zum Maximum linear verlaufenden Kurven für die mit Leichtsandmatrix hergestellten gefügedichten Leichtbetone /Her80/, die gut mit einem bilinearen Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Linie beschrieben werden können (vgl. Abbildung 2-26). Im Vergleich zu Normalbetonen weisen die in /Thi05/ dokumentierten Spannungs-Dehnungs-Linien allerdings eine geringere Bruchdehnung von 2 ‰, statt der üblichen 3,5 ‰ auf. Zwei getestete Spannungs-Dehnungs-Linien dergleichen Rezeptur erlauben jedoch nicht die Herleitung eines allgemeingültigen Stoffgesetzes für LAC.

Die Grundlagen zu den für die normative Bemessung idealisierten Spannungs-Dehnungs-Linien können der Literaturlauswertung von Hermann /Her80/ entnommen werden. In einer Tabelle sind in /Her80/ die bis dahin zahlreichen, veröffentlichten analytischen Ansätze zur Beschreibung der SDL von Normal- und gefügedichten Leichtbetonen zusammengefasst. Auch ist dort der in Kapitel 2.2 erwähnte Ansatz nach Ritter zur Bemessung von LAC nach DIN EN 1520 wiederzufinden.

2.4 Zusammenfassung und offene Fragen

Innerhalb der vorherigen Unterkapitel wird der Kenntnisstand über Leichtbetone und im Speziellen zu haufwerksporigen Leichtbetonen (LAC) dokumentiert. Dies geschieht mit dem Ziel, möglichst zielgerichtet die eigene Leichtbetonentwicklung voranzutreiben, wodurch über einen, für die eigenen Leichtzuschläge und Betone, empirisch aufgestellten funktionalen Zusammenhang zwischen Rohdichte, Wärmeleitfähigkeit und Druckfestigkeit die Prototypentwicklung von neuen Wärmedämmsteinen mit erhöhten Anforderungen an die Dämmeigenschaften verfolgt wird. Neben der Vorstellung der verschiedenen Arten von Leichtbetonen und verschiedenen Leichtzuschlägen, die besonders Verwendung bei Wandbaustoffen finden, wird auch das in der Literatur beschriebene, spezielle Vorgehen des Mischungsentwurfs für LAC im Gegensatz zu dem bekannten und bereits sehr gut in der Literatur dokumentierten Vorgehen zur Rezepturenbestimmung von Normalbeton dargestellt.

Zusätzlich wird auch der Einfluss des Herstellungsprozesses und der Frischbetonkonsistenz, insbesondere der Wassergehalte für unterschiedliche, stark wassersaugenden leichte Gesteinskörnungen auf die spätere Endfestigkeit bzw. den Lastabtrag im Festbeton im Rahmen der Literaturstudie dargelegt. Allerdings ist an dieser Stelle darauf zu verweisen, dass im Vergleich zu anderen Betonsorten, wie Normal- oder Selbstverdichtender Beton, die Forschungsaktivitäten zu LAC, besonders in den letzten Jahrzehnten recht gering waren, so dass die Anzahl der Veröffentlichungen begrenzt sind (siehe z.B. /Deh98/, /Sag99/, /Voß09/). Dies stellten auch bereits andere Autoren wie Kvande /Kva01/ und Thienel /Thi05/ fest. Aber selbst für die bereits in den 60'er und 70'er Jahren oft für konstruktive Ingenieurbauwerke eingesetzten und erforschten gefügedichten Leichtbetone, wird von offizieller Seite, wie der Fédération Internationale du Béton (fib) mit dem FIB- Bulletin 4 /FIB99/ und 8 /FIB00/ oder /ELC98a/, noch ein erhöhter Forschungsbedarf zur Festlegung bestimmter Materialkennwerte belegt. Aus der Literatur können oft nur für eine Anzahl bestimmter Materialkennwerte und nur einer Leichtbetonrezeptur bzw. Rohdichteklasse, wie z.B. bei Kvande /Kva01/, wirklich ermittelte empirische Datensätze entnommen werden, die allerdings teilweise auf heutzutage nicht mehr primär verwendeten Leichtzuschlägen basieren (vgl. /Vo59/, /Aur71/, /Spi75/). Ein Grund dafür ist, dass viele der veröffentlichten Literaturstellen aus den 50'er bis 70'er Jahren des letzten Jahrhunderts entstammen. Deswegen sind die dort publizierten Ergebnisse und Kennwerte nicht unbedingt auf die heute eingesetzten LAC und industriell gefertigten Leichtzuschläge (z.B. Blähton, Blähglas) übertragbar.

Zumindest haben die meisten Literaturangaben keinen allgemeingültigen Charakter, da eine geschlossene, gleichzeitige Beschreibung der thermischen und mechanischen Materialkennwerte für dieselben Rezepturen und Herstell- wie Lagerungsbedingungen zur Erstellung der gesuchten empirischen funktionalen Zusammenhänge über den gesamten Rohdichtebereich von ca. 500 bis 2000 kg/m³ in aller Regel nicht nachvollziehbar dokumentiert sind. Somit ist der Forschungsbedarf zur Klärung des Einflusses der verschiedenen, in der Rezepturenentwicklung eingesetzten Leichtzuschläge, zur Herstellungsweise (Labor, Maschinenproduktion /Kuc06/, /Kuc92/) und zur sicheren Beschreibung der thermischen wie mechanischen Eigenschaftswerte der zur eigenen Prototypentwicklung untersuchten LAC enorm. Diese offenen Fragestellungen haben die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen motiviert, denen im Kapitel 4 im Rahmen der eigenen Leichtbetonentwicklung nachgegangen wird.

Des Weiteren ist es Ziel dieser Arbeit, die Druckfestigkeit von monolithischen gelochten Dämmsteinen mit filigranen Innenstegen durch ein Modell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Lochsteinen im Vergleich zur Materialfestigkeit von Vollsteinen bzw. Würfeln, bestehend aus den gleichen LAC- Betonen, vorherzusagen. Im Anschluss wird in Kapitel 3 eine Marktstudie an

Wärmedämmsteinen vorgestellt, die den Ausgangspunkt für die zuvor beschriebenen Untersuchungen bildet und im Vorfeld der Prototypentwicklung zur Feststellung des wirklichen Stands der Technik auf dem freien Mauersteinmarkt dient. Da die im Zuge der Marktstudie untersuchten klassischen Wärmedämmsteine zumeist besonders dünnwandige Innenstege mit Wanddicken von nur 20 bis 35 mm aus LAC mit einem Größtkorn von 8 bis 16 mm aufweisen, stellt sich die Frage, ob mit den bereits aus der Literatur bekannten und in der gängigen Normung berücksichtigten Traglastverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von unbewehrten Beton- und Mauerwerkswänden auch der bereits von *Vocke* /Voc59/ dokumentierte Abfall der Druckfestigkeit von Hohlblocksteinen im Vergleich zur Material- bzw. Würfeldruckfestigkeit beschreibbar ist (Abbildung 2-11). Mögliche Ursachen, wie ein Schlankheitseinfluss oder Befüllungs- und Verdichtungseffekte während der Herstellung innerhalb der schmalen Betonstege und damit resultierende unterschiedliche Rohdichteverteilungen über den Lochsteinquerschnitt, werden zwar von einigen Autoren /Sag99b/, /Voc59/, /Kuc92/ benannt, jedoch nicht weitergehend für die praktische Bemessung von Wänden und die Steinentwicklung untersucht bzw. theoretisch analysiert.

Zu diesem Zweck werden deshalb die normativen Vorgehensweisen und die in der Sekundärliteratur zu diesem Themenbereich genannten Verfahren zur Bestimmung der Traglast unbewehrter großformatiger Wandscheiben in Kapitel 2.2 vorgestellt. Die dort angegebenen Ansätze werden im weiteren Verlauf der Arbeit für die untersuchten kleinformatigen Wandscheibengeometrien aus Voll- und Lochsteinen der gleichen Basisrezeptur ausgewertet und den experimentell ermittelten Traglasten vergleichend gegenübergestellt. Auf Basis dieser Untersuchungen soll die Übertragbarkeit der bereits existierenden vereinfachten Bemessungsansätze zur Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Vorhersage des Festigkeitsverlustes von Lochsteinen, bestehend aus filigranen Innenstegen anhand weniger, einfach zu bestimmender Materialparameter in Anlehnung an die bereits bekannte Bemessungspraxis überprüft werden. Praxisrelevant wird deshalb in Kapitel 2.3 die mathematische Modellierung der einaxialen Druck-Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus den verschiedenen Beton-Normen vorgestellt und eine bezogene, dimensionslose Darstellungsweise der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie nach Glock /Glo04/ bzw. /Her80/ eingeführt, die in der Modellentwicklung zur wirklichkeitsnahen Materialbeschreibung berücksichtigt wird.

Aufbauend auf diesen Fragestellungen soll ein auf den maßgeblichen Einflussfaktoren basierendes Modell zur Abbildung des Festigkeitsverlustes von Lochsteinen im Vergleich zur reinen Materialfestigkeit an kompakten Probekörpern erarbeitet werden.

3 STAND DER TECHNIK - MARKTSTUDIE

Die aktuell, auch im politischen Raum, diskutierten Maßnahmen zur nachhaltigen Reduktion des Verbrauchs an Heizenergie und des CO₂-Ausstoßes führten in den neueren Regelwerken wie der Energieeinsparverordnung (EnEV) oder der RT 2005 in Frankreich bzw. dem Règlement grand-ducal „Performance Energétique des bâtiments d’habitation“ in Luxemburg /RGD07/ zu einer immer strengeren Forderung nach einem baulichen Wärmeschutz. Neben der Reduktion des Jahresprimärenergiebedarfs bestehen in den deutschen und luxemburgischen Regelwerken aber auch Anforderungen an die Transmissionsverluste durch die Gebäudehülle in Form von maximal festgesetzten U-Werten. In Luxemburg beträgt der aktuelle Grenzwert zur Erfüllung des Mindestwärmeschutzes für Außenwände z.B. zur Zeit 0,32 W/m²K. Allerdings unterliegen die Einsparverordnungen ständigen Novellierungen, so dass zukünftig mit immer niedrigeren Grenzwerten des Wärmedurchgangskoeffizienten zu rechnen ist.

Die Entwicklung der letzten Jahre auf dem Mauersteinsektor zeigt durch den zunehmenden Konkurrenzdruck unter den Herstellern eine ständige Verbesserung der Wärmedämmeigenschaften ohne, dass das Potential bzw. die Ausgangsstoffe besonders für zementgebundene Mauersteintypen bzw. für die Betonrezepturen verändert worden wären. Selbst neuere Veröffentlichungen, wie z.B. von Voß /Voß09/, beschreiben zwar haufwerksporige Leichtbetonrezepturen (LAC), die durch den Einsatz von Bindemittelgemischen aus Zement und nicht näher spezifizierten Compounds zu einem besseren Rohdichte-Festigkeitsverhältnis führen sollen, aber quantitativ belegt werden konnte dies nicht. So werden in /Voß09/ auch nur Steindruckfestigkeiten in der Produktion zwischen 1,5 und 3,5 N/mm² bei Trockenrohrichten der eingesetzten LAC von ca. 600 kg/m³ angegeben. Gemäß /Voß09/ seien auf Basis von Bims, Blähton oder Blähglas grünstandfeste Mauersteine mit gleichzeitig niedrigen Wärmeleitfähigkeiten und hohen Druckfestigkeiten erreichbar. Sicherlich kann zum Teil die Verbesserung der thermischen Eigenschaften von LAC – Steinen durch die Optimierung der Steinkonfigurationen und die Verfüllung von Luftkammern erzielt werden. Die Ausschöpfung dieses Potentials kann aber bei weitem nicht die von den Herstellern angegebenen Verbesserungen erklären.

3.1 Versuchsprogramm

Zur Klärung des effektiven Stands der Technik und zur Aufdeckung des Optimierungspotenzials wurde bereits zu Beginn des Projektes mit einer Marktstudie an 15 verschiedenen Wärmedämmsteinen aus verschiedenen europäischen Ländern begonnen. Deshalb wurden zu diesem Zweck von unabhängigen Baustoffhändlern mehrere Paletten vergleichbarer Wärmedämmsteine bezogen. Ziel der Untersuchungen ist unter anderem die Entwicklung und Optimierung von Wärmedämmsteinen aus haufwerksporigem Leichtbeton (LAC) bzw. die Aufdeckung des Optimierungspotenzials solcher Steine durch die Marktstudie. Deshalb sind vor allem Mauersteine mit LAC als tragenden Baustoff und mit geringen Wärmeleitfähigkeiten im Bereich von 0,07 bis 0,15 W/mK untersucht worden.

Neben Vollblöcken der Steinfestigkeitsklasse 2 (Vbl SW-2 bzw. Vbl SW-P-2; DIN V 18152:2003-10), wurden auch Sandwichkonstruktionen mit integrierten Kerndämmungen sowie ein Hohlblockstein mit Wärmedämmmaterial verfüllten Luftkammern aus LAC nach ihrer jeweiligen Zulassung getestet. Zum Vergleich wurden zusätzlich auch Porenbeton-Plansteine mit Rohdichteklassen von 0,35 und 0,4 kg/dm³ (DIN V 4165:2003-06) und ein Hochlochziegel nach DIN V 105-2:2002 untersucht. Die innerhalb der Marktstudie geprüften Mauersteine mit Spezifizierung des Formats und Materials sind in Tabelle 3-1 aufgeführt. Die Ergebnisse von 15 verschiedenen Mauersteintypen werden aus Diskretionsgründen verschlüsselt mit Großbuchstaben gekennzeichnet. Die in den nachfolgenden Kapiteln dargestellten Ergebnisse von thermischen wie mechanischen Untersuchungen wurden zudem

durch unabhängige akkreditierte Prüfeinrichtungen in Deutschland für 3 verschiedene Mauersteintypen bestätigt.

Tabelle 3-1: Kennzeichnung und Spezifizierung der Mauersteine aus der Marktstudie

Kz.	Steintyp	Format	Zuschlag /Material
A	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,6 - 20 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (LAC) (Blähton)
B	Wärmedämmblock	Vbl SW – P-2 – 0,6 - 20 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (LAC) (Blähton)
C	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,55 - 20 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (LAC) (Blähton)
D	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,5 - 10 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (Naturbims)
E	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,5 - 20 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (Naturbims + Blähton)
F	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,5 - 20 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (Naturbims + Blähton)
G	Verfüllstein-Füllbeton	498 x 300 x 248	C 16/20 EPS- Außendämmung, Innenschale aus Leichtbeton als verlorene Schalung für Füllbeton
H	Hohlblock nach DIN V 18151:2003-10 mit innenliegender Dämmung aus Kork	375 x 300x 249	Leichtbeton aus Blähton, Leichtsand, Aschen, Korkdämmung
I	Planhochlochziegel	HLz – 4 -0,6 – 10 DF	Gebrannter Ton
J	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,45 - 20 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (Naturbims)
K	Wärmedämmblock	5K Hbl-P 2 – 0,55 – 10 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (Blähton) mit integrierter Wärmedämmung aus Perlite
L	Porenbeton- Planstein	Planstein PP2 – 0,40 – 499 x 300x 249	Porenbeton
M	Wärmedämmblock	Vbl SW 2 – 0,45 - 12 DF	haufwerksporiger Leichtbeton (Blähton + Blähglas)
N	Porenbeton- Planstein	Planblock PPW2 – 0,35 – 624 x 300x 249	Porenbeton
O	Wärmedämmblock– Sandwich, Kerndämmung Neopor / EPS-ULTRA	590 x 380 x 190	haufwerksporiger Leichtbeton (Blähton)

3.2 Messverfahren zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit von Wärmedämmsteinen

Die Bestimmung der äquivalenten Wärmeleitfähigkeit λ_{equ} von Mauerwerk aus Leichtbeton- oder auch Porenbetonsteinen bzw. Hochlochziegeln erfolgt für die Beantragung von neuen oder Verlängerung von bestehenden Zulassungen üblicherweise an gemauerten Wandelementen nach DIN 52611-1 bzw. DIN EN ISO 8990 und DIN EN 1934. Die aufgemauerten Wände werden bei dieser Messmethode im Wandprüfstand zwischen zwei getrennt regelbaren kommunizierenden Klimakammern eingebaut /Ach00/.

Darüber hinaus ist bauaufsichtlich auch anerkannt, dass die Wärmeleitfähigkeit des Scherbenmaterials eines Mauersteins messtechnisch nach DIN 52612-1 bzw. DIN EN 12644 bestimmt und anschließend die äquivalente Wärmeleitfähigkeit der Wand numerisch z.B. nach der Methode der Finiten Elemente dreidimensional berechnet wird, wobei der Wärmedurchlasswiderstand der Luftkammern von Lochsteinen nach DIN EN ISO 6946, Anhang B.3 in Abhängigkeit der Geometrie der Luftspalte

ermittelt wird /DIBt03b/. Die letztgenannte Prüfmethode mit anschließender Berechnung wird in neueren Zulassungen von Mauersteinprodukten oft eingesetzt, da diese Kombination aus Mess- und Berechnungsverfahren im Vergleich zur Wandmessung Kosten- und Zeitvorteile mit sich bringt. Allerdings werden durch diese Bestimmungsmethode variierende Einflüsse wie Fehlstellen im gesamten Mauerstein oder auch Einflüsse aus Produktionsschwankungen, wie z.B. der unterschiedlichen Rohdichteverteilung über den Steinquerschnitt der einzelnen Mauersteine nicht erfasst. Auch Achtziger /Ach00/ bestätigt, dass unterschiedliche Rohdichten und Texturen von Leichtbeton- und Ziegelscherben im Steinquerschnitt einen messbaren Einfluss auf die Wärmeleitfähigkeit haben. Zur Vereinfachung der Messprozedur wurde ab 1998 eine „DIBt-Richtlinie zur Messung der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10, tr}$ von Mauersteinprobekörpern“ /DIBt03/ weiterentwickelt, die in der Fassung von Oktober 2002, den innerhalb dieser Marktstudie vorgestellten Messergebnissen zugrunde liegt. Die Prüfung erfolgt in Anlehnung an DIN EN 12644 mit dem Ein- oder Zweiplattengerät. Die Prüfkörper sind jeweils für die Prüfung im Plattengerät so zusammenzusetzen, dass der Verlauf des Wärmestroms im Probekörper dem im Mauerwerk entspricht. Nach der Richtlinie werden Prüfkörper bis 200 mm Steindicke an ganzen Mauersteinen, bei Steinen größerer Dicke aus parallel zur Ansichtsfläche der Wand halbierten Mauersteinen (Halbsteinen) gemessen (s. /DIBt03/). Deshalb wird dieses Verfahren in der Literatur /Spi01/ oft als „Halbsteinmessung“ bezeichnet. Die Entwicklung dieses Messverfahrens wurde wissenschaftlich durch aufwendige Vergleichsmessungen an Ziegeln durch Wand- und Plattengerätmessungen begleitet /Spi01/, /Ach00/.

Die Plattenapparatur besteht, wie in Abbildung 3-1 dargestellt, aus einer Messkammer mit Gradientenschutz zur Garantierung eines linearen Wärmestroms bei Messung auch von größeren Probendicken. Diese Prüfkörper werden im Einplattenverfahren zwischen einer Heizplatte mit Schutzheizring und einer unteren Kühlplatte gelegt. Die in Abbildung 3-1, rechts dargestellte Gegenheizplatte dient im Einplattenverfahren der symmetrischen Messanordnung und simuliert eine zweite Probe wie im Zweiplattenverfahren, zur Garantierung eines gleichmäßigen Wärmeflusses. Dabei soll keine Temperaturdifferenz über die Gegenheizplatte auftreten. Die Heizplatte wird daher auf der freien Seite über eine Zwischenschicht aus Styropor durch die Gegenheizplatte abgeschirmt, deren Temperatur so geregelt wird, dass zwischen beiden Heizelementen keine Wärmeübertragung stattfindet. Außerhalb der Messkammer sind zwei Kryostaten zur Temperierung der Kühlplatten und der Wandung der Messkammer als Gradientenschutz sowie eine Steuer- bzw. Mess- und Regeleinheit, die über ein Computerprogramm angesteuert wird, installiert (s. Abbildung 3-1, links oben).

Luftzwischenräume zwischen den Heiz- und Kühlelementen innerhalb des verwendeten Plattengerätes mit Gradientenschutz werden durch dünne Ausgleichsschichten aus weichem Moosgummi und Mörtelschichten zum Abgleich von rauen oder profilierten Steinoberflächen, deren Wärmeleitfähigkeit im Bereich des Scherbenmaterials der Mauersteine liegt, vermieden (vgl. Abbildung 3-1- rechts). Die Ausgleichsmatten aus Moosgummi (Kontaktplatten) werden bei starren Probekörpern verwendet, damit die Thermoelemente vollflächig an die Probenoberfläche durch die Eigenlast der Kühl- und Heizplatten angepresst werden. Der gemessene Lambda-Wert bzw. die gemessenen Probenmitteltemperaturen sind über einen gemäß DIN EN 12664:2001 Anhang A.3.6.3 zu ermittelnden Faktor zu korrigieren. Dies kann programmintern durch die Messsoftware geschehen. Die um den Korrekturfaktor berichtigten Probenmitteltemperaturen bewirken i.d.R. erst eine Änderung des gemessenen Lambda-Wertes in der 4. Nachkommastelle /Tau05/. Die Temperaturdifferenz zwischen den Oberflächen sollte nicht weniger als 10 K betragen und die Prüfung ist bei einer Mitteltemperatur von 10°C durchzuführen, wobei in der Praxis sukzessiv Probenmitteltemperaturen von 10, 20 und 30°C für eine Dreipunktmessung angefahren werden und mittels linearer Regression der $\lambda_{10, tr}$ - Wert bei 10°C bestimmt wird.

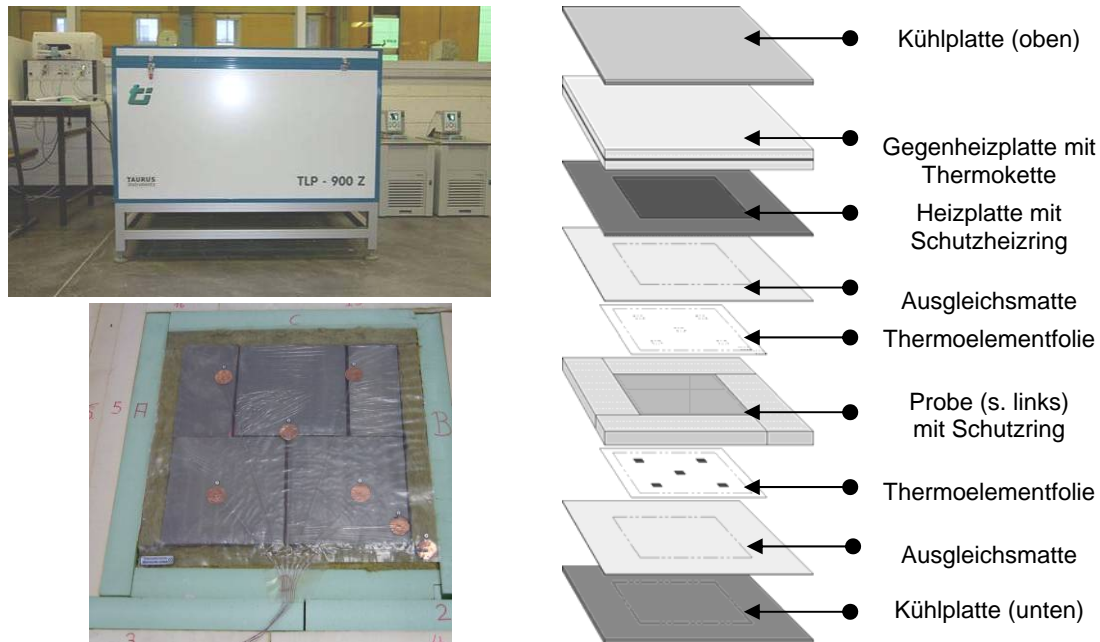


Abbildung 3-1: Exemplarische Darstellung eines Probekörpers aus Plansteinen (u.l.) im Messraum der Plattenapparatur (o.l.) im Einplattenverfahren nach ISO 8302 b und prinzipielle Messanordnung im Einplattenverfahren /Tau05/ (rechts)

• Auswertung der gemessenen Wärmeströme zur Bestimmung des Lambda-Wertes

Die Wärmeleitfähigkeit λ wird bei der Messung durch die verwendete Software aus dem Wärmestrom, der mittels Thermoelementen an den Probenoberflächen ermittelten Temperaturdifferenz ΔT in Kelvin und den Probenabmessungen in Abhängigkeit des verwendeten Messverfahrens, wie folgt berechnet:

$$\lambda = \frac{\Phi \cdot s_m}{2 \cdot A \cdot (\vartheta_{wm} - \vartheta_{km})} \quad (\text{Zweiplattenverfahren (A)}) \quad \text{Gl. 3-1}$$

$$\lambda = \frac{\Phi \cdot s}{A \cdot (\vartheta_w - \vartheta_K)} \quad (\text{Einplattenverfahren (B)}) \quad \text{Gl. 3-2}$$

$$\vartheta_{wm} = \frac{1}{2} \cdot (\vartheta_{w1} + \vartheta_{w2})$$

$$\vartheta_{km} = \frac{1}{2} \cdot (\vartheta_{k1} + \vartheta_{k2})$$

Mit:

Φ	Wärmestrom, der im stationären Zustand senkrecht zur Probenfläche durch die Probe strömt in [W]
A	Fläche der Heizplatte in [m ²]
s	mittlere Dicke der Probe in [m]
s_m	$= 1/2 (s_1 + s_2)$
s_1, s_2	mittlere Dicke der Probe 1 bzw. 2 beim Zweiplattenverfahren in [m]
$\vartheta_{w1}, \vartheta_{w2}$	mittlere Temperaturen der Oberfläche der Probe 1 bzw. 2 auf der Heizplattenseite in [°C]
$\vartheta_{k1}, \vartheta_{k2}$	mittlere Temperaturen der Oberfläche der Probe 1 bzw. 2 auf der Kühlplattenseite in [°C]

Bei elektrischer Heizung mit Gleichstrom ist der Wärmestrom:

$$\Phi = U \cdot I \quad \text{Gl. 3-3}$$

Die Spannung U in Volt wird an den Klemmen der Heizplatte und der Strom I in Ampere gemessen. Die gemessene Wärmeleitfähigkeit ist jeweils auf die mittlere Temperatur ϑ_m zwischen kalter und warmer Oberfläche der Proben zu beziehen.

• Anordnung der Lager- und Stoßfugen des Steinprobekörpers nach DIBt-Richtlinie

Die Probekörper aus Mauersteinen werden nach der DIBt-Richtlinie zu einer quadratischen Grundfläche von $500 \times 500 \text{ mm}^2$ zusammengesetzt, so dass innerhalb der Messfläche des Plattengerätes mindestens eine Stoßfuge liegt, wobei die Anordnung abhängig von dem Format der Steine vorgegeben wird (s. Abbildung 3-2).

Sowohl Stoß- als auch Lagerfugen bleiben nach dieser Richtlinie unvermörtelt und werden knirsch aneinander gestoßen. Deshalb wird durch dieses Verfahren nicht direkt die Wärmeleitfähigkeit eines aus Steinen und Mörtel bestehenden Wandausschnitts, sondern nur die Wärmeleitfähigkeit der Mauersteine selbst bestimmt. *Spitzners* Untersuchungen an Wärmedämmziegeln zeigten damals während seiner Forschungstätigkeit eine gute Korrelation der Messergebnisse zwischen Wand- und Halbsteinmessung und er fand heraus, dass der Einfluss der Lagerfugen für den üblicherweise verwendeten Leichtmörtel LM 21 und Dünnbettmörtel gering und damit vernachlässigbar sei /Spi01/.

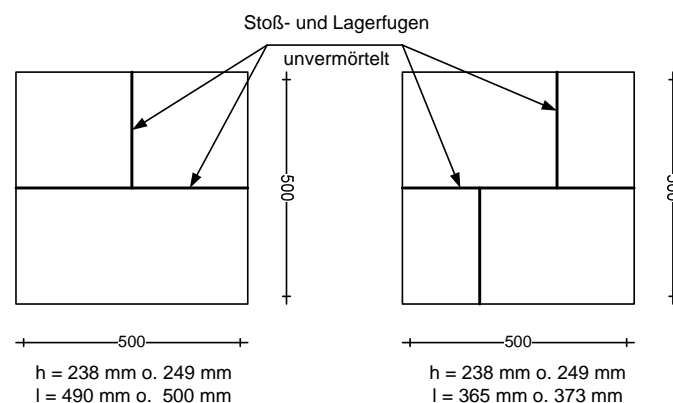


Abbildung 3-2: Anordnung der Lager- und Stoßfugen des Steinprobekörpers zur Messung der Wärmeleitfähigkeit nach der DIBt-Richtlinie /DIBt03/

Allerdings spiegelt auch die Marktstudie wider, dass im aktuell sehr stark umkämpften Mauerwerkssektor, mit neuen Mauersteinprodukten mit deklarierten Wärmeleitfähigkeiten von bis zu $0,07 \text{ W/mK}$, natürlich der Einfluss der Fugen prozentual auf die zu messenden Wärmeleitfähigkeit des Mauerwerks zunimmt. Der Einfluss von Normalfugen mit Dicken von 1 bis 1,2 cm ist aufgrund der größeren Differenz der Wärmeleitfähigkeit von Fugenmaterial zum Mauerstein selbst nun nicht mehr vernachlässigbar, da sonst die äquivalenten Wärmeleitfähigkeiten mit dem Plattengerät zu günstig bzw. zu niedrig geprüft werden. Aus diesem Grund werden abweichend von der Richtlinie innerhalb der durchgeführten Marktstudie für die Messung von Nicht-Plansteinen eine Mörtelplatte aus LM 21 von etwa 20 mm Dicke knirsch mit in die Messfläche gelegt, um einen Wandausschnitt mit Fugeneinfluss zu erhalten (s. Abbildung 3-3). Zur Überprüfung des Einflusses der zusätzlich eingebrachten Lagerfugen aus LM 21 auf die gemessene Wärmeleitfähigkeit für nicht Plansteine, wurden zudem die Messwerte nach DIN EN 6946 auf äquivalente Werte der Wärmeleitfähigkeit ohne Fugeneinfluss zurückgerechnet. Diese Werte sind im Anhang A, Abbildung A-2 dargestellt.

Mauersteine bis 30 cm Wanddicke werden außerdem nicht halbiert, sondern als ganze Steine nach der Einplattenmethode (ISO 8302b, Abbildung 3-1) gemessen, weil gerade die Mehrzahl der untersuchten Steine des Typs Vbl SW (DIN V 18152) in halber Wanddicke auf der Symmetrieachse noch eine Luftschichtreihe aufweisen, deren Einfluss auf die gemessenen Wärmeleitfähigkeit bei Halbierung der Steine verloren ginge. Mauersteine ab einer Wanddicke von 36,5 cm mussten allerdings aus gerätespezifischen Gründen gemäß der Richtlinie /DIBt03/ als Halbsteinmessung ausgeführt werden.

Da innerhalb der Marktstudie Mauersteine mit einer Dicke von bis zu 30 cm als ganze Steine gemessen wurden, ist zusätzlich im Vorfeld der Messreihen untersucht worden, ob auch bei dieser hohen Probendicke mittels den als Schutzring um die Messfläche angeordneten Dämmstofflagen ein linearer Wärmestrom und reproduzierbare Messwerte garantiert werden können. Die

Vergleichsmessungen mit Probekörpern aus Dämmstoffen von 10 und 30 cm Probenhöhe sowie Messungen in Anlehnung an die DIBt-Richtlinie durch eine externe Kontrolle belegen, dass dies durch die eingesetzte Plattenapparatur mit integriertem zusätzlichen Gradientenschutz der Messkammer eingehalten werden kann.

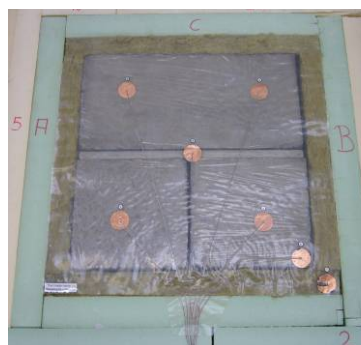


Abbildung 3-3:

Probekörper zur Messung der Wärmeleitfähigkeit im Einplattenverfahren mit Normalfuge und knirsch gestoßener Mörtelplatte aus LM 21 (links) und Prüfkörper der externen Kontrolle im Zweiplattenverfahren mit fest vermörtelter Lagerfuge vor dem Oberflächenabgleich (rechts)

Die externe Kontrolle wurde dabei von einer akkreditierten Prüfanstalt in Deutschland durchgeführt. Dort wurden die Messungen auch an 30 cm dicken Mauersteinen gemäß der DIBt-Richtlinie als Halbsteinmessung, jedoch mit fest vermörtelten Lagerfugen aus LM 21 mit einer Schichtdicke von ebenfalls 20 mm in einem Standard-Zweiplattengerät (ISO 8302; Methode A) durchgeführt. Der Vergleich der Messergebnisse in Abhängigkeit der gemessenen Trockenrohdichten der eingebauten Probekörper zeigt dabei keine signifikanten Abweichungen zu den internen Messergebnissen (s. Abschnitt 3.4.1-Externe Kontrolle).

3.3 Einflussfaktoren auf den Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit

3.3.1 Einflussfaktor Feuchtegehalt- Auswertungsverfahren

Die thermischen Messungen zur Bestimmung der äquivalenten Wärmeleitfähigkeit von Mauersteinprüfkörpern unter Einfluss der Lager- und Stoßfugen aus der Marktstudie erfolgten an ofentrockenen Proben, die gemäß DIN EN 772-13 bis zur Massekonstanz im Ofen bei 105°C getrocknet wurden. Durch Messung von ofentrockenen Proben wird gemäß DIN EN 1745 der sogenannte Basiswert der Wärmeleitfähigkeit ($\lambda_{10,dry}$ bzw. $\lambda_{10,tr}$) bestimmt. Da aber im wirklichen Bauwerk die anorganischen Baustoffe eine natürlich vorhandene Feuchte aufweisen und nicht im ofentrockenen Zustand vorliegen, wird deren Wärmeleitfähigkeit infolge dessen erhöht und folglich die Wärmedämmung z.B. der betrachteten Außenwand reduziert (vgl. Abbildung 3-4). Deshalb kommt dem Einfluss der Feuchte zur Bestimmung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit λ eine entscheidende Bedeutung zu.

Zur Bestimmung des Bemessungswertes λ (DIN V 4108-4:2007) bzw. Rechenwertes λ_U (DIN EN 1745) sind die Messwerte im trockenen Zustand des Mauersteins nach DIN V 4108-4:2007 bzw. der mittlerweile zurückgezogenen DIN V 4108-4:2004 auf die obere Rohdichtegrenze der jeweiligen Rohdichteklasse zu extrapolieren ($\lambda_{10,tr,ex}$). Die Festlegung der Feuchte-Umrechnungsfaktoren F_m (DIN EN 1745) und damit folglich die Bestimmung der wärmeschutztechnischen Bemessungswerte erfolgt innerhalb der Untersuchungen zur Marktstudie nach DIN EN ISO 10456 über die dort angegebenen Feuchteumrechnungskoeffizienten f_u bzw. f_ψ in Abhängigkeit eines sogenannten Bezugsfeuchtegehaltes.

Zur Einstufung in die Rohdichteklasse wurden sowohl DIN V 4108-4:2007, als auch DIN V 4108-4:2004 herangezogen, da die letztgenannte Norm bei Erteilung der Zulassungen für die meisten Mauersteinprodukte der Marktstudie galt. Zur Verdeutlichung des Vorgehens nach den einzelnen

normativen Verweisen seien im Anhang A nachfolgend Beispielberechnungen für den auch extern geprüften Mauerstein der Kennung F der Marktstudie angegeben. Wie aus Abbildung A-1 hervorgeht, liegen die Zuschlagswerte zur Berücksichtigung der Feuchte auf die Wärmeleitfähigkeit nach den heutigen Normvorgaben zwischen 3 und 18% für die üblicherweise bei der Herstellung von Mauersteinen verwendeten Ausgangsstoffe bzw. Materialien.

Zu beachten ist allerdings, dass auf den verschiedenen Normungsebenen, wie der deutschen (DIN 4108-4) bzw. europäischen Normungsebene (z.B. DIN EN 1745) verschiedene Klimarandbedingungen (vgl. Abbildung A-1 z.B. 23°C/50% r.F. oder 23°C/80% r.F.) vorgegeben sind, nach denen der maßgebende Feuchtegehalt zur Bestimmung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit zu bestimmen ist.

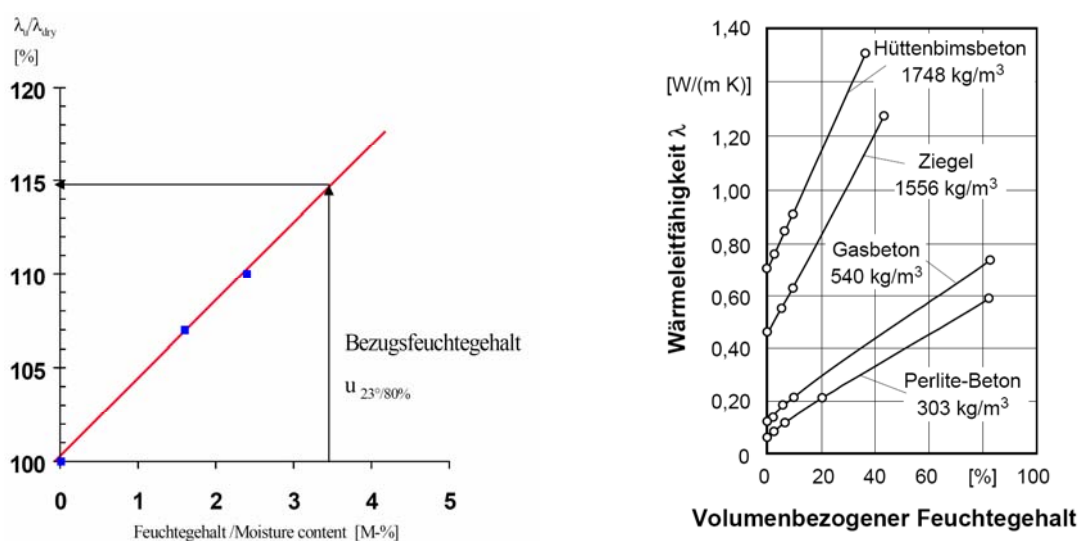


Abbildung 3-4: links: Einfluss des Feuchtegehaltes auf die zu messende Wärmeleitfähigkeit für LAC nach /Sag99b/; rechts: Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Wärmeleitfähigkeit nach Cammerer /Cam95/ aus /Hau06/

In Deutschland hat sich im allgemeinen bei den akkreditierten Prüfeinrichtungen wie den Materialprüfanstalten (MPA) durchgesetzt, den Adsorptionsfeuchtegehalt nach Einstellung des Feuchtegleichgewichts nach einer Klimalagerung von 23°C und 80% r.F. (23/80) zur Ermittlung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit zu bestimmen. Dies wird auch von der deutschen Bauaufsicht so anerkannt. Im Übrigen steht dieses Vorgehen im Einklang mit der DIN V 4108-4, wonach eine Feuchtlagerung zur Ermittlung des Bezugsfeuchtegehaltes nach DIN 52620 bzw. DIN EN ISO 12574 bei 23°C/80-% r.F. erfolgen soll. Für alle in der Marktstudie untersuchten Mauersteintypen werden die Umrechnungsfaktoren F_m für den Feuchtegehalt nach DIN EN ISO 10456 Tabelle 4 und 5 bzw. nach DIN V 4108-4:2007 Tabelle 5 berechnet. Anzumerken ist, dass unabhängig von der intern verwendeten Prüfmethode, auch die mit den externen Kontrollprüfungen vertraute Prüfinstitution in Deutschland das gleiche Verfahren zur Bestimmung der Feuchte-Umrechnungsfaktoren F_m gewählt hat.

Alternativ besteht aber zusätzlich die vom DIBt für Zulassungsverfahren anerkannte Möglichkeit, Messungen des Probenmaterials bei drei unterschiedlichen Feuchtegehalten mit anschließender Interpolation auf den Bezugsfeuchtegehalt bei 23°/80% r.F. durchzuführen /Ach00/. Dadurch ist nach /Sag01/ eine Reduzierung des Bemessungs- bzw. Rechenwertes λ um mehr als 10% durch Messung niedrigerer Bezugsfeuchtegehalte möglich. Natürlich beziehen sich viele Hersteller wegen der erzielbaren günstigeren Werte bei der Angabe von Bemessungswerten auf diese niedriger gemessenen Wärmeleitfähigkeiten im feuchten Zustand von Proben, die auf die Bezugsfeuchte von 23/80 eingestellt bzw. extrapoliert wurden (vgl. Abbildung 3-4, links). Exemplarisch sind deshalb in Tabelle 3-2 die an drei Mauersteintypen der Marktstudie experimentell ermittelten Bezugsfeuchtegehalte nach

einer Lagerung der Steine bis zur Massekonstanz in einem Klima von 23/80 den entsprechenden Grenzwerten aus den jeweiligen Zulassungen der Steine gegenübergestellt. Für die exemplarisch untersuchten Vollblöcke des Typs Vbl SW aus LAC kann, wie die nachfolgenden Werteangaben in der Tabelle belegen, der maximal zulässige Feuchtegehalt eingehalten werden.

Tabelle 3-2: Gemessene Bezugsfeuchtegehalte nach DIN EN ISO 12571 für Mauersteine der Marktstudie aus haufwerksporigen Leichtbeton (LAC) nach DIN V 18152-100

Block-Kennung	gem. Bezugsfeuchte- gehalt $u_{23/80}$ DIN EN ISO 12571:2000 bei 23°/80 r.F. [M-%]	Vergleich mit Wert nach Zulassung [M-%]
D	3,63	$\leq 4,0$
F	4,35	$\leq 4,5$
M	2,88	$\leq 4,5$; Rohdichteklasse=450kg/m ³
		$\leq 3,5$; Rohdichteklasse=650kg/m ³

3.3.2 Einflussfaktor Trockenrohddichte

Neben dem wesentlichen Einfluss des Ansatzes des Feuchteumrechnungsfaktors F_m bzw. Feuchtezuschlags, wird die für die Mauersteine gemessene Wärmeleitfähigkeit im Trockenzustand bereits maßgeblich durch die Trockenrohddichte der Mauersteine beeinflusst. Wird die deklarierte Trockenrohddichte überschritten, so werden die Messwerte der Wärmeleitfähigkeit aufgrund des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen der Rohddichte und der Wärmeleitfähigkeit deutlich erhöht (vgl. Kapitel 4.5.2 der Leichtbetonentwicklung und Abbildung 3-5 aus /Hau06/). Die Gegenüberstellung der experimentell real vorliegenden Trockenrohddichte als Mittelwert von 6 bis 12 Einzelbestimmungen und der nach Herstellerangaben deklarierten Trockenrohddichteklasse der Mauersteine aus der Marktstudie kann dem nachfolgenden Säulendiagramm entnommen werden (s. Abbildung 3-6). Zur Bestimmung der vorhandenen Trockenrohddichte nach DIN EN 772-13:2000 wurden die Mauersteine je Steintyp wahllos von den im Labor lagernden Paletten genommen. Anhand dieses Vergleichs zeigt sich, dass durchschnittlich alle 15 getesteten Mauersteintypen, die in den Zulassungen genannten Rohdichteklassen bzw. die nach Herstellerangaben deklarierten Brutto-Trockenrohddichten um ca. 4% überschreiten.

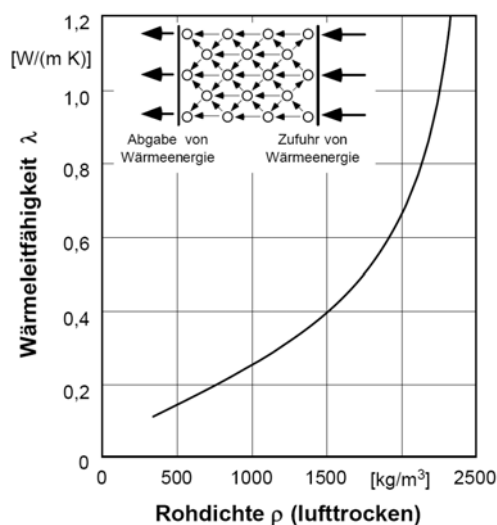


Abbildung 3-5: Wärmeleitfähigkeit lufttrockener Baustoffe in Abhängigkeit der Rohddichte aus /Hau06/

Anzumerken sei an dieser Stelle zum Mauersteintyp mit der Kennung G, dass es sich hierbei um einen mit Ortbeton zu verfüllenden Schalungsstein handelt, bei dem durch die Verfüllung und Wahl des Verfüllbetons sowie Verfüllgrades eine gewisse Schwankungsbreite der resultierenden Rohddichte gegeben ist. Deshalb weicht dort die real gemessene Rohddichte von der deklarierten nach unten ab.

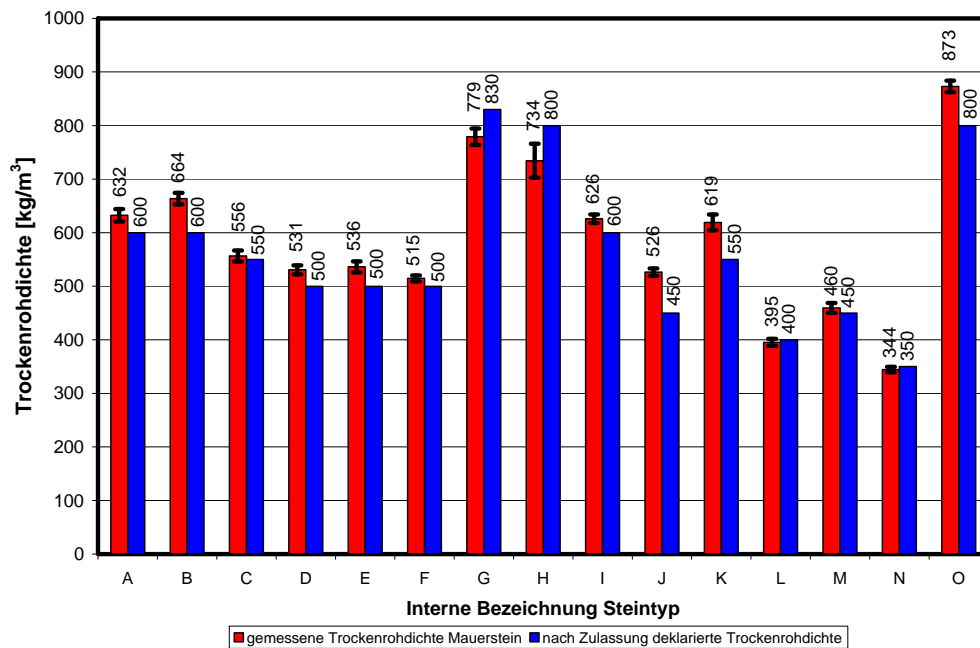


Abbildung 3-6: Vergleich der gemessenen Trockenrohdichte bei Ofentrocknung von 105°C nach DIN EN 772-13:2000-09 und der nach den Herstellern bzw. Zulassungen deklarierten Rohdichteklasse

3.4 Wärmeleitfähigkeit der Mauersteine aus der Marktstudie

Die Abbildung 3-7 und die nachfolgende Tabelle 3-3 zeigen den Vergleich der im Plattengerät gemessenen Wärmeleitfähigkeit als Mittelwert aus drei unabhängigen Messungen im trockenen Zustand pro Steintyp unter Berücksichtigung des Fugeneinflusses der Mörtelfugen und die aus diesen Basiswerten berechneten Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit nach Norm. Die Bemessungswerte berücksichtigen dabei einen Aufschlag zur Feuchtekorrektur der gemessenen Basiswerte $\lambda_{10, \text{dry}}$ im trockenen Zustand.

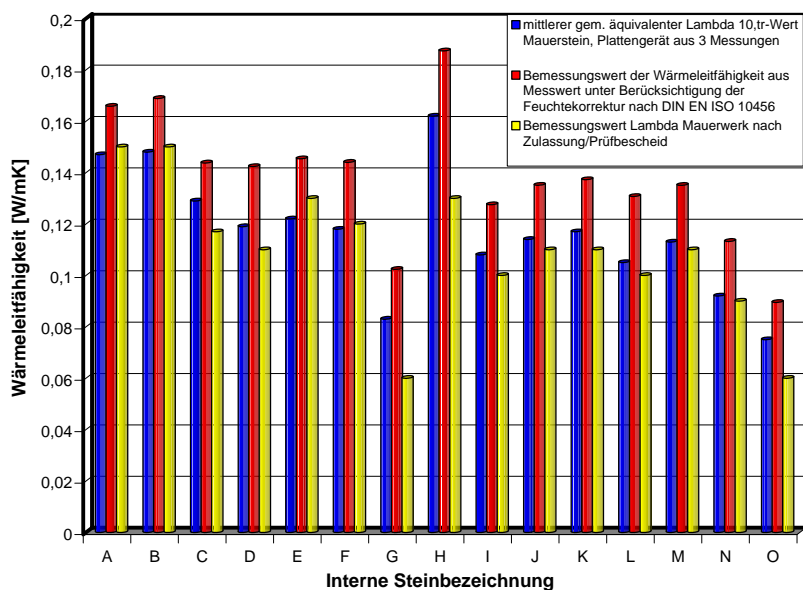


Abbildung 3-7: Vergleich des gem. Basiswertes $\lambda_{10, \text{dry}}$ unter Berücksichtigung des Fugeneinflusses mit dem berechneten Bemessungswert λ nach Norm und dem deklarierten Bemessungswert nach Zulassung oder Prüfbescheid für das Mauerwerk aus den Mauersteinen

Vergleichend werden diese nach Norm feuchtekorrigierten und in die jeweiligen Rohdichteklassen aus den gemessenen $\lambda_{10,\text{dry}}$ -Werten eingestuftenen berechneten Bemessungswerte, jenen in den Zulassungen für die jeweilige Rohdichteklasse angegebenen bzw. von den Herstellern deklarierten Bemessungswerte gegenübergestellt.

Dabei wird deutlich, dass bereits die gemessenen Wärmeleitfähigkeiten im trockenen Zustand als thermische Basiswerte $\lambda_{10,\text{dry}}$, die für die 15 verschiedenen Mauersteintypen nach Zulassung oder Herstellerangaben deklarierten Bemessungswerte einschließlich der Feuchtekorrektur im Durchschnitt für alle Mauersteine um 7% überschreiten.

Deswegen übersteigt der aus diesen Basiswerten der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10,\text{dry}}$ berechnete Bemessungswert λ unter Berücksichtigung des Einflusses der Feuchte und durch die Einstufung in die Rohdichteklassen nach DIN V 4108-4:2007 im Durchschnitt den nach den Zulassungen bzw. Herstellerangaben deklarierten Wert um 28%. Wird allerdings eine Einstufung gemäß der mittlerweile nicht mehr gültigen, aber zum Zeitpunkt der Zulassungserteilung für viele Mauersteintypen geltenden DIN 4108-4:2004 vorgenommen, ergibt sich eine geringere mittlere Überschreitung der deklarierten Werte von 24%. Dies kommt einer absoluten Überschreitung der deklarierten Werte nach Zulassung von 0,02 bis 0,05 W/mK gleich. Bei Annahme einer Wanddicken von 30 cm führt dies praxisrelevant zu einer Erhöhung der anzusetzenden Wärmedurchgangskoeffizienten U im Bereich von 0,07 bis 0,2 W/m²K.

Tabelle 3-3: Quantitativer Vergleich der ermittelten Wärmeleitfähigkeiten unter Angabe der Standardabweichung der Messergebnisse zu den deklarierten Werten nach der jeweiligen Zulassung/ Prüfbescheid

Interne Steinbezeich- nung	gemessene Wärmeleit- fähigkeit $\lambda_{10,\text{tr}}$ (Mittelwert) [W/mK]	berechneter Bemessungswert nach DIN V 4108- 4, 2007 λ [W/mK]	Bemessungs- wert Mauerwerk nach Zulassung λ [W/mK]	Standard- abweichung der gem. Wärmeleit- fähigkeit $\lambda_{10,\text{tr}}$ in [W/mK]
A	0,147	0,17	0,15	0,0056
B	0,148	0,17	0,15	0,0014
C	0,129	0,14	0,12	0,0067
D	0,119	0,14	0,11	0,0023
E	0,122	0,15	0,13	0,0009
F	0,118	0,14	0,12	0,0082
G	0,083	0,10	0,06	0,0085
H	0,162	0,19	0,13	0,0038
I	0,108	0,13	0,1	0,0041
J	0,114	0,14	0,11	0,0030
K	0,117	0,14	0,11	0,0005
L	0,105	0,13	0,1	0,0014
M	0,113	0,14	0,11	0,0009
N	0,092	0,11	0,09	0,0034
O	0,075	0,09	0,06	0,0025

Die neuere Normengeneration führt demnach zu noch schärferen Anforderungen an die statistischen Abweichungen innerhalb einer Produktion, ausgedrückt als Relation zwischen der Wärmeleitfähigkeit und der Rohdichte in Abhängigkeit des Scherbenmaterials der Steine. Nach der aktuellen Norm (DIN V 4108-4:2007) wird der extrapolierte Wert der Wärmeleitfähigkeit bei 100% der Produktion, wie in Abbildung A-1 beispielhaft für einen Stein berechnet und in Abbildung 3-8 schematisch gezeigt, unter Zugrundelegung der Bandbreite der Rohdichte der Mauersteine, folglich bei der Nennrohddichte ρ_{max} , ermittelt. Die Wärmeleitfähigkeit λ_{100} ergibt sich dabei aus der Steigung der

Geraden m , der Bandbreite der Rohdichte $\Delta\rho$ und dem deklarierten Wert der Wärmeleitfähigkeit, z.B. als Mittelwert der Messergebnisse $\lambda_{50/90}$. Die Steigung der Geraden m kann in Abhängigkeit des Materials beziehungsweise der Zuschlagsart nach Tabelle A.1 der DIN V 4108-4:2007 ermittelt werden. Zur Angabe der Bemessungswerte in Tabelle 3-3 wurden die Rundungsregeln nach DIN EN ISO 10456:2000 angewandt. Der nach diesem Vorgehen eingestufte Wert ist dann der Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit λ . Zukünftig ist also die Einhaltung der deklarierten Rohdichte für den Mauersteinproduzenten durch die Neuerungen in DIN V 4108-4:2007 gegenüber der Version von 2004 noch wichtiger. Die Überschreitung der Messwerte ist maßgeblich auf die Streuung der jeweiligen Mauersteinprodukte und somit auf einer der wesentlichen Einflussgrößen, auf die Schwankungsbreite der Rohdichte der Steinproduktion zurückzuführen.

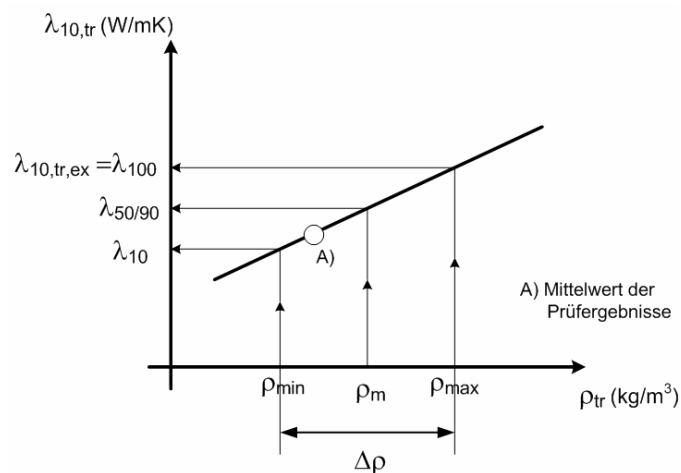


Abbildung 3-8: Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10,tr}$ in Abhängigkeit der Trockenrohddichte (Abbildung in Anlehnung an /DIN EN 1520/ bzw. /DIN EN 1745/)

3.4.1 Externe Kontrollmessungen zur Wärmeleitfähigkeit

Zur Kontrolle der eigenen Untersuchungen wurden die gemessenen äquivalenten Wärmeleitfähigkeiten im trockenen Zustand als Basiswert $\lambda_{10,dry}$ sowie die entsprechenden Bemessungswerte λ für 3 ausgewählte Mauersteintypen (D, F, M) zusätzlich extern durch eine unabhängige, akkreditierte deutsche Prüfstelle bestimmt. Das Probenmaterial wurde zu diesem Zweck wahllos von den im Laborklima an der Universität Luxemburg lagernden Paletten genommen und zur Prüfstelle geschickt. Die genauen einzelnen Ergebnisse der unabhängigen Kontrollmessungen sind in einem gesonderten Bericht dokumentiert. Die Vorbereitung der Prüfkörper erfolgte bei der deutschen Prüfanstalt, wie in Kapitel 3.2 beschrieben, gemäß der DIBt-Richtlinie zur Messung der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10,tr}$ von Mauersteinprobekörpern /DIBt03/. Abweichend von dieser Richtlinie wurden auch bei der deutschen Prüfstelle die Lagerfugen von Nicht-Plansteinen mit einer ca. 20 mm dicken Schicht aus Wärmedämmmörtel LM 21 gemäß den Angaben der Universität Luxemburg vermörtelt. Das Verfahren zur Bestimmung der Bemessungswerte wurde für die drei ausgesuchten Mauersteinprodukte mit der internen Kennung D, F, M unabhängig an der Prüfstelle in Deutschland, genau wie an der Universität Luxemburg, nach DIN V 4108-4:2007 gewählt. Die nachstehende Tabelle 3-4 vergleicht die Ergebnisse der externen Kontrollprüfung mit den Messergebnissen und berechneten Bemessungswerten unter Angabe der dafür maßgeblichen Kennwerte, die an der Universität Luxemburg angesetzt und ermittelt worden sind. Diesen Werten der internen und externen Kontrollprüfungen werden die deklarierten Bemessungswerte aus den jeweiligen Zulassungen und Herstellerangaben gegenübergestellt.

Tabelle 3-4: Intern und unabhängig extern ermittelte Mess- und Kennwerte zur Bestimmung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit nach DIN V 4108-4:2007; Vergleich mit den entsprechenden Zulassungswerten der Mauersteinprodukte

Interne Block-Kennung	Kennwerte zur Bestimmung d. Bemessungswertes λ	Ergebnis Universität Luxemburg	Ergebnis externe Kontrolle	deklarierte Werte nach Herstellerangaben
D Vbl SW-2-0,5	$\rho_{tr,m}$ [kg/m ³]	531	529	500 bzw. 550
	$\lambda_{10,tr}$ [W/mK]	0,119	0,120	
	F_m	1,15	1,15	
	λ bzw. λ_R [W/mK]	0,14	0,14	0,11 ($\rho=500$ kg/m ³)
		0,145 für Extrapolation auf $\rho=550$ kg/m ³	0,145 für Extrapolation auf $\rho=550$ kg/m ³	0,12 für $\rho=550$ kg/m ³
F Vbl SW-2-0,5	$\rho_{tr,m}$ [kg/m ³]	515	501	500
	$\lambda_{10,tr}$ [W/mK]	0,118	0,111	
	F_m	1,15	1,15	
	λ bzw. λ_R [W/mK]	0,14	0,13	0,12
M Vbl SW-2-0,45	$\rho_{tr,m}$ [kg/m ³]	460	468	450
	$\lambda_{10,tr}$ [W/mK]	0,113	0,107	
	F_m	1,13	1,13	
	λ bzw. λ_R [W/mK]	0,14 Extrapolation auf $\rho=500$ kg/m ³	0,14 Extrapolation auf $\rho=500$ kg/m ³	0,11

Die in Tabelle 3-4 angegebene Brutto-Trockenrohdichte der Mauersteine wurde als Mittelwert sowohl an der Universität Luxemburg an 6 -12 Einzelsteinen, wie auch bei der externen Kontrolle an 3 Steinen pro Steintyp nach DIN EN 772-13:2000 bestimmt. Die für die vorhandenen Rohdichten der Steine aus Einzelmessungen bestimmten Wärmeleitfähigkeiten werden entsprechend der Zuordnung in Rohdichteklassen auf die Obergrenze der Rohdichteklasse extrapoliert. Hierzu wird die Abhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit des Steinmaterials von der Rohdichte nach DIN V 4108-4:2007 benutzt. Beispielhaft ist die Berechnung für den Stein mit der Kennung F im Anhang A in Abbildung A-1 vorgeführt worden. Der prinzipielle Berechnungsablauf von $\lambda_{10,tr,ex}$ kann der Abbildung 3-8 entnommen werden.

Wie bereits eingangs erwähnt, besteht ein wesentlicher Unterschied bei der an der Universität angewandten Prüfmethode im Vergleich zur DIBt-Richtlinie /DIBt03/ darin, dass die Mauersteine bis zu einer Wanddicke von 30 cm nicht halbiert und im Einplattenverfahren, statt im Zweiplattenverfahren mit Einfluss der Lagerfugen aus LM 21 gemessen werden. Der Vergleich mit der externen Kontrollprüfung an Mauersteinen von der gleichen Palette verdeutlicht aber, dass die Messresultate fast identisch sind, obwohl bei der externen Prüfung die klassische Halbsteinmessung durchgeführt und zum Abgleichen der Steinoberflächen Gips, statt wie in Luxemburg selbstnivellierender Mörtel verwendet wurde. Nur die gemessenen Trockenrohdichten weisen eine geringe Schwankungsbreite auf, die jedoch mit den gemessenen Wärmeleitfähigkeiten korrelieren. Zusätzlich wird auch die höhere Tendenz der vorhandenen Rohdichten und Wärmeleitfähigkeiten in der laufenden Produktion von Mauersteinen gegenüber den deklarierten Kennwerten widergespiegelt.

Die Messergebnisse stimmen im Gesamtbild sehr gut überein, so dass die externen Kontrollmessungen die internen Prüfungen an der Universität Luxemburg bestätigen.

3.5 Prüfung der Mauersteindruckfestigkeit

Bis auf einen finnischen und französischen Mauersteintypen weisen alle anderen, innerhalb der Marktstudie untersuchten Mauersteine, deutsche Zulassungen auf. Deshalb wurden die Mauersteine für den Drucktest einheitlich nach der deutschen Normung vorbereitet, sofern in den jeweiligen Zulassungen der Steine keine anderen Einschränkungen gemacht werden. Das in der französischen Zulassung genannte Verfahren ist aber identisch mit dem deutschen Normverfahren. Weil die untersuchten Mauersteine vor 2007 zugelassen worden sind, wurden die Druckversuche z.B. für Vollblöcke nach DIN V 18152:2003-10 bzw. für Hohlblöcke aus Leichtbeton gemäß DIN V 18151:2003-10 durchgeführt. Diese Normen gelten für Voll- und Hohlblöcke aus Leichtbeton für tragendes und nichttragendes Mauerwerk. Durch die Normen werden die Ausgangsstoffe der Leichtbetone, die Anforderungen an die Abmessungen und Form der Steine, die Einteilung der Rohdichteklassen sowie auch die Bestimmung der Druckfestigkeit geregelt. Um die Anforderungen an die Ebenheit und Planparallelität erfüllen zu können, wurden die Probekörper vor den Druckversuchen nach dem normativen Referenzverfahren dünn mit Gips 3 bis 4 Tage vor der Prüfung abgeglichen. Porenbetonplansteine (DIN V 4165:2003-06) bzw. Ziegel (DIN V 105-2:2002) wurden ebenfalls nach dem Referenzverfahren, allerdings mit Zementmörtel, abgeglichen. Die Prüfung der Druckfestigkeit der luftgetrockneten Proben erfolgte mittels kraftgesteuerter Regelung in Prüfmaschinen mit 4 Säulenprüfrahmen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei den Leichtbetonsteinen $0,1 \text{ N/mm}^2\text{s}$ und bei den Porenbetonsteinen entsprechend Normvorgaben in Abhängigkeit ihrer Festigkeitsklasse 2 (SFK 2) $0,05 \text{ N/mm}^2\text{s}$ und für Hochlochziegel $0,5 \text{ N/mm}^2\text{s}$. Die nachfolgende Abbildung 3-9 zeigt die Prüfeinrichtung mit einem Vollblockstein des Formats 20 DF vor Versuchsbeginn, sowohl in Luxemburg (links) als auch bei der externen Kontrolle bei einer anerkannten deutschen Prüfstelle (rechts).



Abbildung 3-9: Prüfeinrichtung der internen (links) und externen Kontrolle (rechts) zur Bestimmung der normativen Mauersteindruckfestigkeit im kraftgeregelten Versuch gemäß Angaben in den Zulassungen

3.5.1 Ergebnisse der intern und extern durchgeführten Druckfestigkeitsprüfungen

Das in Abbildung 3-10 dargestellte Säulendiagramm vermittelt eine Gesamtübersicht der Testergebnisse als Mittelwerte der Steindruckfestigkeit $\beta_{D,st}$ aus 6 Einzelwerten je Mauersteintyp an der Universität Luxemburg (blaue Balken) im Vergleich zu den an einem deutschen Institut durchgeführten Steindruckprüfungen als Mittelwert aus 3 Einzelprüfungen, für die drei ausgewählten Mauersteintypen entsprechend der thermischen Kontrollprüfungen (gelbe Balken). Zusätzlich zu den Mittelwerten sind auch die Standardabweichungen jeder Prüfserie pro Steintyp als schwarze Markierung im Diagramm eingetragen, um gleichzeitig einen Eindruck der Streubandbreite der Testresultate der getesteten Mauersteine zu vermitteln. Die in das Diagramm eingetragene gestrichelte rote Linie gibt den geforderten Mindestwert $\beta_{D,st}$ als Mittelwert einer Prüfserie zur Einstufung in die unterste genormte Steinfestigkeitsklasse 2 (SFK 2) z.B. nach DIN V 18152:2003-10 an. Der Vergleich

zwischen internen Steinprüfungen und externer Kontrolle zeigt auch für diese Tests, wie bei den thermischen Untersuchungen, dass die eigenen Testresultate durch die externen Messungen und Probenvorbereitungen bestätigt werden.

Die genaue Betrachtung des Diagramms verdeutlicht, dass 1/3 der 15 geprüften Mauersteine unterhalb ihrer deklarierten und nach Norm geforderten Mindeststeindruckfestigkeit für die Einstufung in die SFK 2 mit einem Mittelwert von mindestens $\beta_{D,st}=2,5 \text{ N/mm}^2$ liegen. Anzumerken ist, dass auch für diese Mauersteine die deklarierten Brutto-Trockenrohdichten der Steine überschritten werden (s. Abbildung 3-6) und deshalb im Vorfeld eher höhere Festigkeiten erwartet wurden. Zudem liegen 3 weitere Mauersteine mit den gemessenen Steinfestigkeiten im Mittel ziemlich genau bei dem geforderten unteren Grenzwert einer Prüfserie von $2,5 \text{ N/mm}^2$. Mauersteine mit Steinfestigkeiten deutlich $> 4 \text{ N/mm}^2$, wie z.B. Steine mit der Bezeichnung G, H, I weisen eine deklarierte Steinfestigkeitsklasse ≥ 4 auf.

Begründen lassen sich die festgestellten Abweichungen der Druckfestigkeit gerade bei Steinen aus haufwerksporigem Leichtbeton (LAC) gemäß eigener Studien (vgl. Kapitel 4) mit der sehr inhomogenen Gefügestruktur des LAC, die zu unterschiedlichen Lastabträgen über die punktförmige Verkittung der Leichtzuschläge mit Zementleim, gerade bei sehr filigran ausgebildeten Leichtbetonstegen im Mauerstein führen kann. Oft weisen die Leichtbetonstege gerade einmal die 2-fache Dicke des Größtkorndurchmessers auf, wodurch die Traglast eines Lochsteins im Vergleich zum Vollstein deutlich reduziert werden kann /Alb67/.

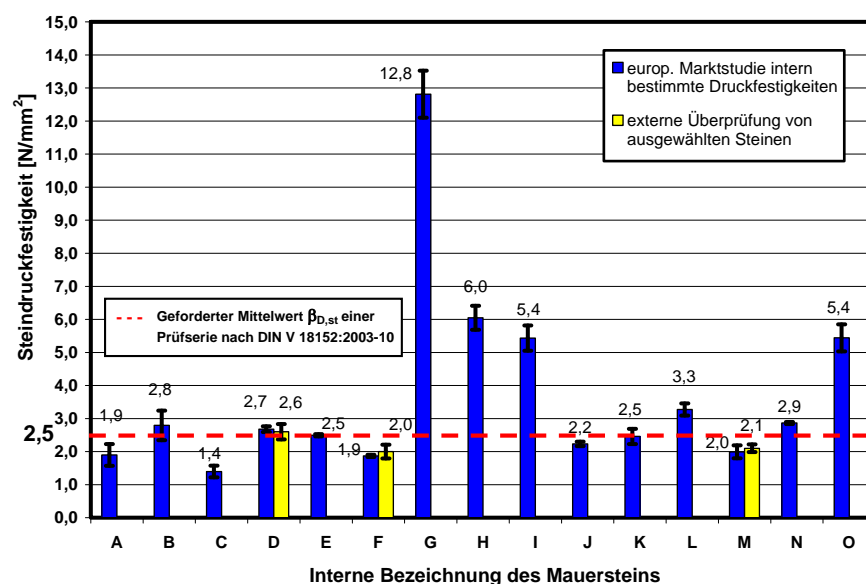


Abbildung 3-10: Vergleich der gemessenen Druckfestigkeiten mit den Ergebnissen der externen Kontrollprüfungen nach Norm für eine Prüfung mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit

Durch Schwankungen der Eigenschaftswerte der Ausgangsmaterialien selbst, wie der Trockenrohdichte von Leichtzuschlägen bis 10% und zusätzlich unterschiedlichen Feuchtegehalten der zumeist im Freien gelagerten kapillaraktiven Leichtzuschläge während der Herstellung, kommt es zudem aus herstellungsbedingten Gründen zu verschiedenen Verdichtungen und Rohdichteschwankungen im Endprodukt, die die Steifigkeit und Festigkeit beeinträchtigen. Somit sind abschließend, die Gründe für Rohdichte- und Festigkeitsabweichungen im jeweiligen Produktionsprozess, bei den Ausgangsmaterialien sowie in der gewählten Loch- und Steggeometrie der Mauersteine zu suchen. Dies wird in den folgenden Kapiteln unter anderem noch näher untersucht werden.

3.6 Ableitung des Optimierungs- und Forschungsbedarfs aus der Marktstudie

Die Marktstudie wurde mit dem Ziel durchgeführt, den aktuellen Stand der Technik von Wärmedämmsteinen auf dem freien europäischen Markt zu Beginn des Projektes festzustellen und das Optimierungspotenzial bzw. den Forschungsbedarf von Mauersteinen in monolithischer und Sandwich-Bauart aus LAC einzuschätzen. Zur Verdeutlichung des Stands der Technik von verschiedenen Mauersteintypen auf Basis von unterschiedlichen Ausgangsmaterialien werden deshalb in dem Diagramm in Abbildung 3-11 die zur technischen Beurteilung von Wärmedämmsteinen wesentlichen Parameter, die Wärmeleitfähigkeit und die Steindruckfestigkeit, gegenübergestellt. Darüber hinaus sind in Abbildung 3-12 die grundlegenden Zusammenhänge zwischen Brutto-Trockenrohdichte und Wärmeleitfähigkeit im trockenen Zustand der Steinprobekörper einerseits und der Steindruckfestigkeit andererseits wiedergegeben. Pro Mauersteintyp ist dabei in den Diagrammen als Datenpunkt der Mittelwert aus 6 Einzelwerten der Steindruckfestigkeit bzw. Brutto-Trockenrohdichte im Vergleich der gemessenen Wärmeleitfähigkeit im trockenen Zustand als arithmetisches Mittel aus 3 unabhängigen Messungen von Mauersteinprobekörpern im Einplattenverfahren je Steintyp dargestellt. Unter dem Begriff „klassische Wärmedämmsteine“ werden im Folgenden in Abbildung 3-11 und Abbildung 3-12 monolithische Wärmedämmsteine aus Leichtbeton gemäß DIN V 18152-100:2005 verstanden. Dies sind insbesondere Vollblöcke und Plan-Vollblöcke mit Schlitzen und besonderen Wärmedämmeigenschaften (Vbl SW und Vbl SW-P).

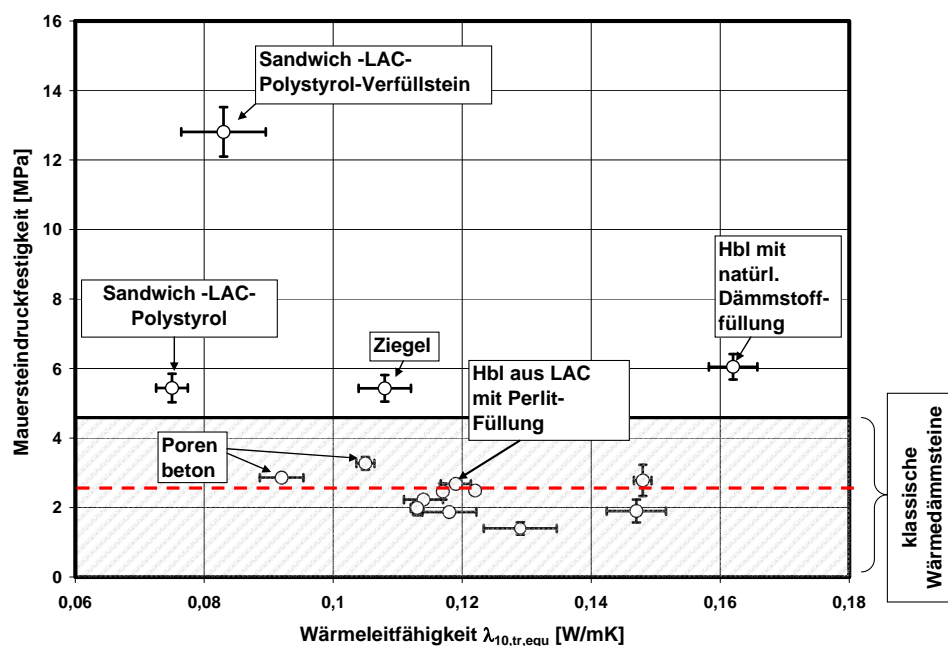


Abbildung 3-11: Gemessene Druckfestigkeiten nach Norm vs. der nach DIBt-Richtlinie gemessenen äquivalenten Wärmeleitfähigkeit der Steinprobekörper im trockenen Zustand mit Einfluss von vermörtelten Lagerfugen $\lambda_{10, tr, equ}$

Durch diese Darstellungsweise wird besonders gut ersichtlich, dass vor allem klassische monolithische Wärmedämmsteine mit Luftschlitzen zu niedrigen Festigkeiten bei gleichzeitig mäßigen Wärmeleitfähigkeiten im mittleren Bereich der getesteten Steinprodukte neigen. Werden entsprechend der neuen Richtlinie, wie dem Règlement zur Energieeffizienz von Wohngebäuden in Luxemburg /RGD07/ immer strengere und höhere Anforderungen auch an die thermischen Eigenschaften der Gebäudehülle, wie aber auch an die Steifigkeiten gestellt, so kann den Anforderungen gemäß der vergleichenden Betrachtung in Abbildung 3-11, nicht mit den bisher auf dem Markt gängigen monolithischen Dämmsteinen Rechnung getragen werden.

Die Diagramme in Abbildung 3-11 und Abbildung 3-12 zeigen auch, dass Porenbetonsteine wegen ihrer fein und relativ homogen verteilten geschlossenen Luftporen in der Gefügestruktur etwas niedrigere Wärmeleitfähigkeiten bei ungefähr gleichen Druckfestigkeiten im Vergleich zu z.B. Vollblöcken aus LAC erzielen. Zur Senkung der Wärmeleitfähigkeiten müssen deshalb bei Mauersteinen aus LAC schmale Luftschlitze in den Stein eingebracht werden, die bei entsprechender Geometrie und Luftschlitzdicken < 10 mm die Dämmwirkung des Steins erhöhen (vgl. Untersuchung und Literaturangaben nach /Ant92/ und /Sag99b/). Allerdings entstehen dadurch filigrane Innenstege, wodurch die Steifigkeit gesenkt wird.

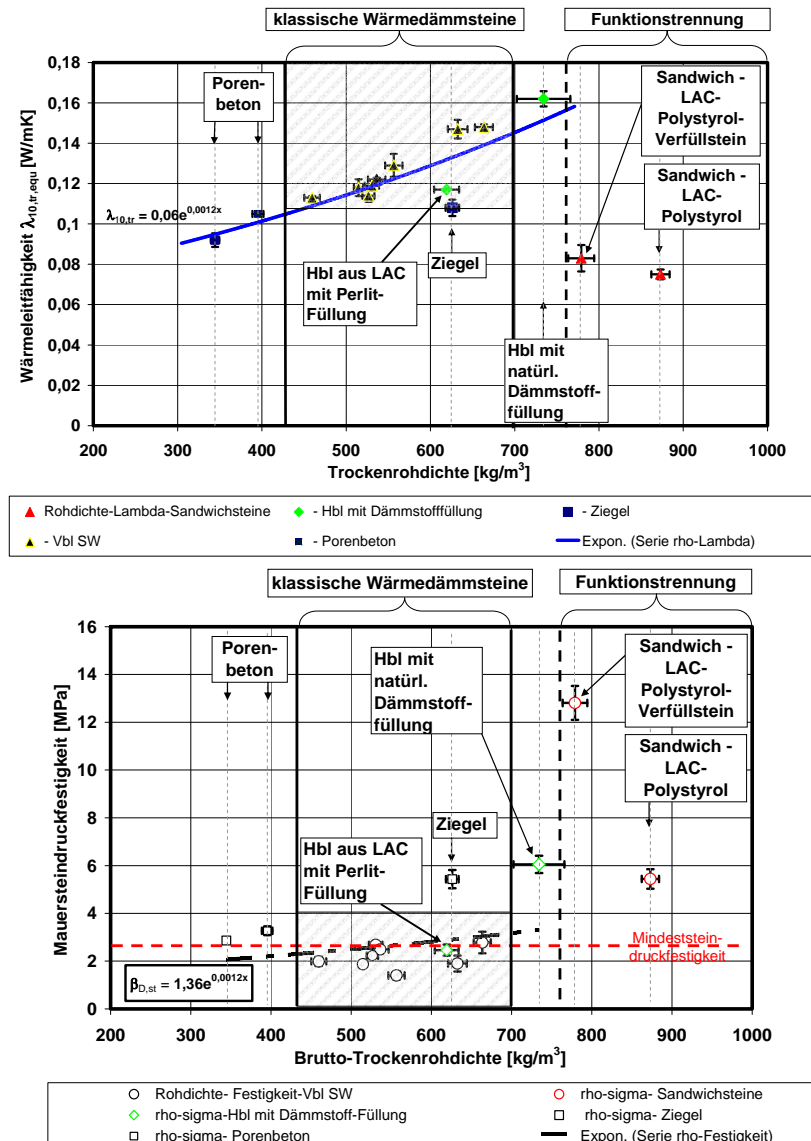


Abbildung 3-12: Gemessene Brutto-Trockenrohddichten der Steine vs. nach DIBt-Richtlinie gem. äquivalenten Wärmeleitfähigkeit im trockenen Zustand $\lambda_{D,10,lr,eq}$ (oben) und Druckfestigkeiten (unten)

Der andere Weg ist, dass monolithische Mauersteine im Hbl-Format verwendet werden, deren Luftkammern aufgrund der größeren Abmessungen im Vergleich zu den klassischen Vbl SW-Formaten die Möglichkeit bieten, dass diese z.B. mit natürlichen oder künstlichen Dämmmaterialien verfüllt werden. Anzumerken ist, dass auch bei dem getesteten Steintyp, als Hbl aus LAC mit Perlite-Füllung, für den Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit nur eine Verbesserung von 1 bis max. 3 Größenordnungen (0,01 bis ca. 0,03 W/mK) erwartet werden kann. Dies geht auch eindeutig aus der Abbildung 3-11 und Abbildung 3-12 für solch einen Steintyp im Vergleich zu den „klassischen Wärmedämmsteinen“ im gleichen Rohdichte- und Festigkeitsbereich hervor. Werden besonders innovative, meist aber auch teure Dämmstoffstecklinge als Wärmedämmung in den Hohlkammern eingesetzt, können mit diesen künstlichen Dämmstoffen mit mindestens WL 035 bzw. 030, wie z.B.

aus EPS/XPS oder PUR Hartschaum auch Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit für Mauersteine von 0,07 W/mK, wie neuere Produkte auf dem Markt und eigene Vergleichsrechnungen zeigen, erreicht werden. Nach wie vor gilt aber auch für diese Steingeometrien, dass aufgrund der schlankeren Längs- und Querstege im Inneren des monolithischen Steins mit einer deutlich reduzierten Tragfähigkeit im Vergleich zum Vollstein ohne Lochung zu rechnen ist. Sollen noch relativ schlanke Wandkonstruktionen bei ausreichender Traglast realisiert werden, bieten Sandwichkonstruktionen, wie aus Abbildung 3-11 und Abbildung 3-12 ersichtlich, einen eindeutigen Vorteil durch die Funktionstrennung von tragender und dämmender Schicht.

Durch eine differenzierte Betrachtung der für die Marktstudie an unterschiedlichen Steintypen getesteten Zusammenhänge zwischen Rohdichte ρ_{tr} , Steinfestigkeit $\beta_{D,st}$ und Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10,tr,eq}$ fällt auf, dass die aus der Literatur bekannten allgemeinen exponentiellen mathematischen Abhängigkeiten, die für rein mineralische bzw. anorganische Wandbaustoffe bekannt sind, nur bedingt auf Wärmedämmsteine zutreffen (s. Abbildung 2-11 und 3-5). Im Zuge dessen sollte sich aufgrund dieser zuvor beschriebenen allgemeinen Zusammenhänge dann auch als mathematischer Zusammenhang zwischen Wärmeleitfähigkeit und Festigkeit bei auflösen und gleichsetzen der Funktionen nach der Trockenrohddichte der Steine (s. Abbildung 3-12) eine lineare Abhängigkeit dieser beiden Parameter ergeben. Diese kann allerdings wegen der Streuung der Parameter (Streubalken der Standardabweichungen in den Diagrammen der Abbildungen 3-11 und 3-12) und vor allem wegen der unterschiedlichen Steinkonzeption nicht gefunden werden. Denn in Abhängigkeit der Steingeometrie bestehen die „klassischen“ monolithischen Wärmedämmsteine (Vbl SW) aus statisch und thermisch inhomogenen Schichten durch unterschiedliche Anteile an Längs- und Querstegen mit dazwischen befindlichen Luftkammern unterschiedlicher Dicke und Geometrie. Zudem können auch zusätzlich die Materialparameter durch Rohdichteschwankungen und Geometrieabweichungen in der Steinfertigung von Stein zu Stein streuen.

Für Mauersteine auf Basis von Sandwichkonstruktionen ergibt sich sogar für die untersuchten Materialparameter ein komplett anderes Bild. Dort wird durch die klare Funktionstrennung in eine tragende und dämmende Steinschicht der jeweils bekannte exponentielle Zusammenhang zwischen Rohdichte und Festigkeit bzw. Wärmeleitfähigkeit aufgelöst. Die äquivalente Wärmeleitfähigkeit der Sandwichsteine ist z.B. vielmehr von der Schichtdicke und der Güte der eingesetzten Dämmstoffe sowie die Tragfähigkeit von der Rohdichte und Materialfestigkeit der eingesetzten LAC-Betone abhängig.

Der Literatur und Normung konnten allerdings bisher z.B. keine gesicherten Grundlagen entnommen werden, auf welche Tragmechanismen der beobachtete starke Festigkeitsabfall gerade für LAC-Lochsteine zurückzuführen ist. Es wird gemäß Darstellungen auch von anderen Autoren /Ber00/, /Moh07b/, /Gab06/ davon ausgegangen, dass eine Begründung für den Festigkeitsabfall von Lochsteinen gegenüber Vollsteinen in der Art des Lochsystems und den Stegabmessungen in Abhängigkeit des verwendeten Größtkorns zu suchen ist. Um zukünftig auch das Tragverhalten von monolithischen Wärmedämmsteinen aus LAC besser verstehen zu können, werden in den nachfolgenden Kapiteln gezielte Untersuchungen zu den Leichtbetonrezepturen, den Innenstegeometrien und den Größen- und Schlankheitseffekten von LAC-Betonen sowie den Steinformaten bzw. des Lochsystems selbst im Detail durchgeführt.

Zur weiteren Optimierung von klassischen Wärmedämmsteinen wird der Forschungsbedarf vor allem in der weiteren Leichtbetonentwicklung, der Kenntnis und genauen statistisch abgesicherten mathematischen Beschreibung der wichtigsten mechanischen und thermischen Materialkennwerte für LAC in Abhängigkeit von einfach zu ermittelnden und auf Basis von nur wenigen zu bestimmenden Materialparametern gesehen. Zusätzlich soll aber auch eine Analyse des Lastabtrags über schlanke Innenstege in monolithischen Lochsteinen gegenüber der Materialfestigkeit zum besseren Verständnis der mechanischen Zusammenhänge beitragen. Aufbauend auf den zuvor erwähnten Untersuchungen

werden abschließend neue Dämmsteine entwickelt, die den Vorteil einer Funktionstrennung in eine tragende und dämmende Schicht berücksichtigen. Denn es werden für die weitere zukünftige Entwicklung von Wärmedämmsteinen drei Optimierungspfade gesehen, wodurch wesentlich die Wärmeleitfähigkeits-Festigkeits-Relationen für Wärmedämmsteine beeinflusst werden können (s Abbildung 3-13). Zum einen kann der zuvor beschriebene Weg der Funktionstrennung weiterverfolgt werden und die Wärmeleitfähigkeit der Steine durch Einsatz von innovativen Dämmstoffen unter Erhöhung der Schichtdicke, bei gleichzeitiger Steigerung der Festigkeit durch höherfeste Betone, gesenkt werden. Ein zweiter Weg wäre die Optimierung der Wärmeleitfähigkeit von monolithischen Hohlblocksteinen durch Füllung der Luftkammern mit z.B. Dämmstoffstecklingen, deren Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit unterhalb desjenigen von herstellbaren schmalen Luftschlitzen ($< 0,05 \text{ W/mK}$) in Lochsteinen liegt. Zudem sind als dritter Weg die Längs- und Quersteganordnungen, sowie die eingesetzten LAC - Rezepturen auf Basis unterschiedlicher leichter Gesteinkörnungen zu überdenken, um die Lochsteinfestigkeit von „klassischen“ monolithischen Wärmedämmsteinen bei ungefähr gleichbleibender oder geringfügig gesenkten Wärmeleitfähigkeiten auf ein bestimmtes Maß der Mindeststeindruckfestigkeit ($\geq \text{SFK } 2$) steigern zu können.

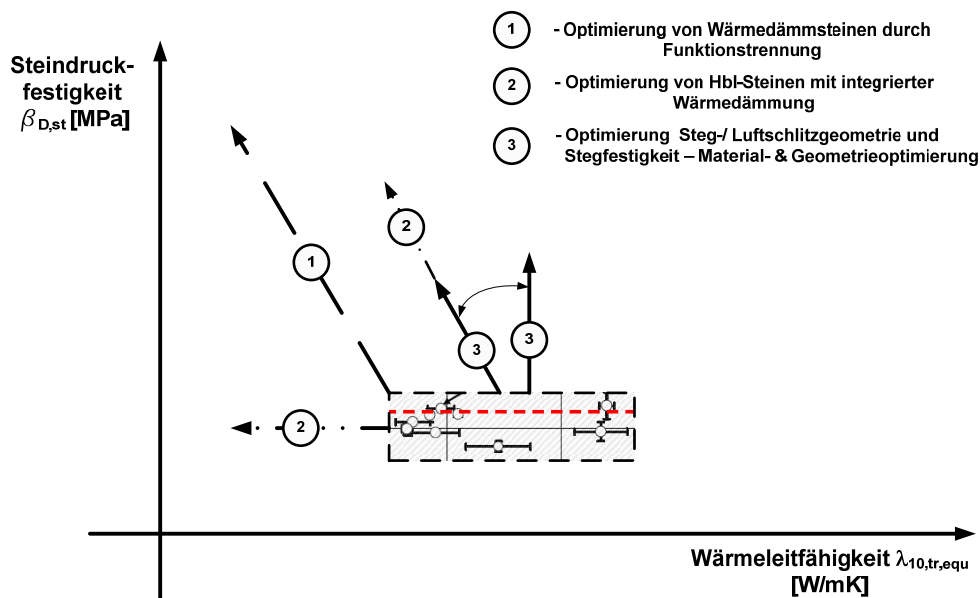


Abbildung 3-13: Prinzipskizze möglicher Optimierungspfade von Wärmedämmsteinen zur Senkung der äquivalenten Wärmeleitfähigkeit bei gleichbleibender oder gesteigerter Steinfestigkeit

Diesem Ziel wird in den Kapiteln mit Untersuchungen zur praxisnahen Leichtbetonentwicklung auch in Großversuchen in der Produktion sowie der Analyse von Größen- und Schlankheitseffekten für LAC- Prüfkörper, der Steinformate und der Entwicklung von Verbund- und Sandwichprototypen Rechnung getragen.

3.7 Fazit und Bewertung der Ergebnisse aus der Marktstudie

Die Einzelergebnisse der intern wie extern durch Kontrollmessungen bestimmten Wärmeleitfähigkeiten wie auch Steindruckfestigkeiten von den verschiedenen innerhalb der Marktstudie untersuchten Mauersteintypen belegen, dass im unteren Rohdichtebereich, der vor allem von Mauersteinen der Steinfestigkeitsklasse 2 abgedeckt wird, mit großen Streuungen der Einzelparameter und mit dem Nichteinhalten der nach den Herstellerangaben und Zulassungen deklarierten Werte zu rechnen ist. Im Vorfeld der Untersuchungen mit dem Ziel der Ermittlung des Stands der Technik auf dem europäischen Mauersteinmarkt, gerade im Hinblick auf Mauersteine aus Leichtbeton, wurde bereits erwartet, dass vor allem monolithische Mauersteine die Anforderungen an die Wärmeleitfähigkeit nicht einhalten können, weil zumeist die angestrebten Rohdichten in der laufenden Produktion überschritten werden. Deshalb überraschte das Ergebnis der Druckversuche, dass trotzdem für 1/3 der geprüften und vom Markt frei eingekauften Mauersteinen die Mindestanforderungen an die Steindruckfestigkeiten nicht erreicht werden können. Praxisrelevant könnten kurzfristig noch regelmäßige umfangreiche Kontrollen und Stichproben bei den Baustoffhändlern Abhilfe schaffen. Langfristig wird es aber für die Hersteller gerade von hoch wärmedämmendem Mauerwerk mit äquivalenten Wärmeleitfähigkeiten unter $0,09 \text{ W/mK}$ immer wichtiger werden, wie die eigenen Untersuchungen in Kapitel 3.4 belegen, die Rohdichten der produzierten Mauersteine und auch die Ausgangsmaterialien wie z.B. die wesentlichen Kennwerte für die Leichtzuschläge streng zu kontrollieren, um eine ausreichende Qualität der Endprodukte sicherzustellen.

Auch darf die weitere wärmetechnische Optimierung von Mauerwerk, gerade unter dem Gesichtspunkt des zunehmenden Konkurrenzdrucks unter den Herstellern mit der Entwicklung von „Highend-Steinen“ mit λ -Werten $< 0,10 \text{ W/mK}$, nicht zu Lasten der Tragfähigkeit vorgenommen werden. Durch die Marktstudie wird demnach eindeutig ein Forschungsbedarf auf der Materialseite der haufwerksporigen Leichtbetone (LAC) zur sicheren Erreichung der deklarierten Eigenschaften im Endprodukt dokumentiert.

4 LEICHTBETONENTWICKLUNG

Da die Kenntnis der Herstellung von haufwerksporigen Leichtbetonen bei den Herstellern i.d.R. auf Erfahrungswerten für die jeweiligen lokal vorliegenden Produktionsbedingungen und Zuschlägen beruht und sich auch nur wenige Arbeiten und Veröffentlichungen mit dieser Thematik wissenschaftlich auseinandersetzen (vgl. /Kva01/, /Voc59/, /Voß09, /Sag99/), wird der gezielten Entwicklung gerade von funktional beschreibbaren thermischen wie mechanischen Kennwerten von LAC im Zusammenhang mit der Prototypentwicklung ein eigenes Kapitel in dieser Arbeit gewidmet. Selbst im Fib- Bulletin 4 und 8 /FIB99/, /FIB00/, als Erweiterung zum Model Code 90 für Normalbeton /MC90/, wird sogar für den bereits mehrfach in der Literatur /Fau03/ und in wissenschaftlichen Arbeiten /Arn86/ behandelten gefügedichten Leichtbeton (LC) ein großer Forschungsbedarf festgehalten. Deshalb befasst sich das folgende Kapitel 4 ausführlich mit der Entwicklung von LAC- Betonen auf Grundlage unterschiedlicher Leichtzuschläge mit dem Ziel der genauen Kenntnis der funktionalen Zusammenhänge und Beschreibung von Materialkennwerten. Dies dient letztendlich der Entwicklung, der im letzten Kapitel vorgestellten Prototypen und ist Grundlage für die Modellbildung zur späteren Beschreibung der Tragfähigkeit von Lochsteinen im Vergleich zur Materialfestigkeit in Kapitel 6, sowie den Zusatzuntersuchungen zu Größen- und Schlankheitseffekten in Kapitel 5.

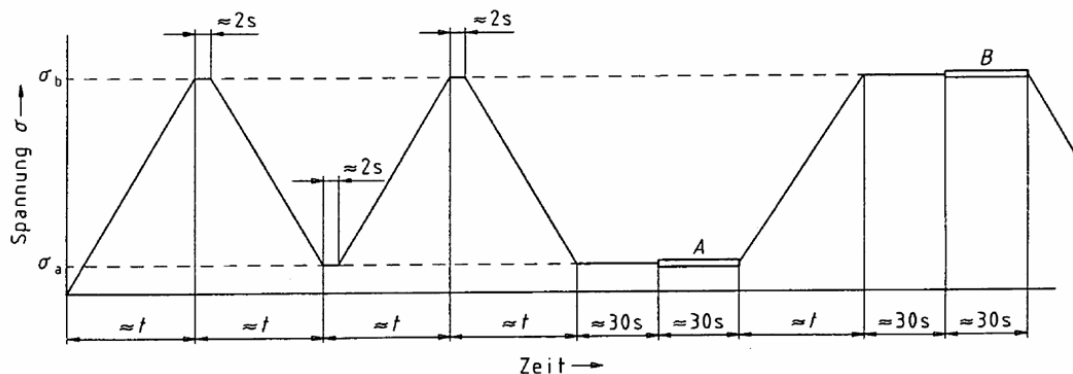
4.1 Vorgehensweise

Ziel dieses Versuchsprogramms ist es, verschiedene Rezepturen für haufwerkssporige Leichtbetone (LAC) mit einer hohen Grünstandfestigkeit zu entwickeln. Dabei konnten LAC auf Basis unterschiedlicher Leichtzuschläge wie verschiedene Blähtone, Blähglas und Beimengungen von Kalksplitt, Leicht- und Natursanden in einem Trockenrohdichtebereich von 500 bis 1900 kg/m³ hergestellt werden.

Die Materialparameter wie die Wärmeleitfähigkeit von Platten bzw. die Druckfestigkeit an Würfeln und Vollsteinen aus LAC werden dabei in Abhängigkeit der Trockenrohdichte beschrieben. Zu Bemessungszwecken von Mauerwerk aus diesen Materialien sind zudem weitere Eigenschaftswerte wie der E-Modul, die Biegezugfestigkeit aber auch die Untersuchung der Querdehnzahl μ von Interesse. Anhand von diesen experimentellen Datensätzen werden idealisierte Materialgesetze aufgestellt, um mit diesen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für verschiedene Leichtzuschlagsrezepturen gezielt Steinprototypen entwickeln zu können.

Da die Festigkeitsentwicklung von LAC durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst wird (vgl. Kapitel 2.1), muss eine Mischungsrezeptur iterativ durch Versuche an die Fertigung im Großversuch angepasst werden. Standardprobekörper wie Würfelproben (150 mm) und Zylinder (Ø150 mm, h=300 mm) wurden zum einen separat im Labor und zum anderen aus Vollblöcken, die in einem Werk in Luxemburg hergestellt wurden, geschnitten. Die Druckversuche an LAC werden in dieser Arbeit gemäß DIN EN 1354:1997 und die E-Modulprüfungen nach DIN EN 1352:1997 durchgeführt. Diese beiden zuvor genannten Prüfnormen regeln die Bestimmung der Druckfestigkeit und des E-Moduls speziell für LAC- Betone. Dabei sind die Belastungsgeschwindigkeiten im Druckversuch geringer und die Belastungs-Zeitzyklen bei der E-Modul-Prüfung durch Haltezeiten von 2 Sekunden innerhalb der Rampen und Verlängerung der Haltezeiten am Ende der Prüfung um 30 Sekunden gegenüber den für Normalbeton bekannten normativen Vorgehensweisen modifiziert (vgl. Abbildung 4-1). Außerdem wurden bei jedem Versuch die Frischbetonrohdichten der verdichteten Betone in der Produktion und im Labor kontrolliert. Da die leichten Gesteinskörnungen

im Außenbereich unter Dächern gelagert werden, erfolgte jeweils einige Stunden vor Beginn der Großversuche in der Produktion eine Bestimmung der Schüttdichten und der Wassergehalte der Zuschläge durch Darren.



- A Ablesung und Aufzeichnung der unteren Prüfschubspannung σ_a und der zugehörigen Stauchung ε_a ;
 B Ablesung und Aufzeichnung der oberen Prüfschubspannung σ_b und der zugehörigen Stauchung ε_b ;
 t Dauer der Belastung bzw. Entlastung nach EN 679 oder EN 1354

Abbildung 4-1: Belastungs-Zeitzyklus zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls nach DIN EN 1352:1997 für haufwerksporigen Leichtbeton

Wie bereits erwähnt, dient die Leichtbetonentwicklung dem Ziel, verlässlich einen funktionalen Zusammenhang zwischen Wärmeleitfähigkeit (λ), Druckfestigkeit und Rohdichte aufzustellen, um auf Basis dieser Kenntnis gezielt Wärmedämmsteine entwickeln zu können. Anfangs wurde versucht, entsprechende Daten von Leichtzuschlagsherstellern abzufragen. In der Regel fehlten aber Informationen wie die Beziehung Festigkeit – Wärmeleitfähigkeit oder es konnten keine Angaben zum E-Modul oder zu Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³ angegeben werden. Zudem sind nur wenige Literaturstellen zu diesem Thema zu finden, wobei dort meist auch nur eine Mischungsrezeptur detailliert untersucht wurde oder oft nur der Rohdichtebereich ≥ 1000 kg/m³ ausreichend dokumentiert wird (vgl. /Thi05/, /Voc59/, /Aur71/). Diesen Sachstand stellten bereits Kvande /Kva01/ und Thienel /Thi05/ in ihren Arbeiten zu haufwerksporigen Leichtbetonen fest. So wurde z.B. mit der DIN EN 1520 erst relativ spät (1999) eine Norm geschaffen, die den Anwendungsbereich des haufwerksporigen Leichtbetons gegenüber den bis dahin geltenden Vorschriften der DIN 4232 und der DIN 4028 deutlich ausweitete. So wird gemäß Thienel /Thi05/ das technische Einsatzgebiet, als auch die maximal mögliche Festigkeitsklasse bis LAC 25 (25 N/mm²) erweitert. Allerdings liegen gemäß seiner Aussage in Deutschland bis zum Zeitpunkt der Untersuchungen in 2005 nur großtechnische Erfahrungen in der Produktion von Fertigteilen bis etwa zur Festigkeitsklasse LAC 12 vor. Innerhalb dieser Arbeit konnten durch den Austausch von porigen leichten Gesteinskörnungen gegenüber dichten normalen Gesteinskörnungen haufwerksporige Leichtbetone bis zur Festigkeitsklasse LAC 20 entwickelt werden.

Selbst Kvande /Kva01/ stellt für den skandinavischen Raum fest, dass sich nur eine Doktorstudie vor ihm zum Einsatz von LAC- Betonen in der LECA- Mauersteinproduktion befasste. Zusätzlich konnte Kvande /Kva01/ kaum verwertbare Datensätze von Herstellern erfragen, um Material- bzw. Modellparameter zu LECA- Mauerwerk ableiten zu können. Auch wurde innerhalb der letztgenannten Arbeit /Kva01/ festgestellt, dass einige Blocksteine nicht die angestrebte Festigkeit erreichten.

4.2 Verwendete Ausgangsmaterialien

• Zement

Als Bindemittel wurde wie bereits in Kapitel 2 in Tabelle 2-1 dargestellt, ein **Zement** CEM I 52,5 N verwendet (technisches Datenblatt s. Anhang B-1).

• Zusatzstoffe

Zusätzlich wurde bei einigen Rezepturen **Steinkohlenflugasche (SFA)** (vgl. Kapitel 2) als Füller hinzugegeben, die sich in den Zwischenräumen der größeren Körnungen ablagert und das Feststoffgefüge (Matrix) verdichtet. Somit werden die Hohlraumausfüllung und die Festigkeit der Rezeptur erhöht, ohne einen wesentlichen Einfluss auf die Wärmeleitfähigkeit zu bewirken. Darüber hinaus wirkt sich die puzzolanische Reaktion der SFA positiv durch die Reduktion der Hydratationswärme auf die Zement erhärtung aus, da feine Risse im Zementstein zwischen den Zuschlägen im Bereich des Punkt- zu- Punkt- Kontaktes vermieden werden können (nähere Erläuterungen s. Kapitel 2.1.3 und Anhang B-2).

• Gesteinskörnungen

Als Gesteinskörnungen werden **porige Leichtzuschläge** nach DIN EN 13055-1 sowie für den höheren Rohdichtebereich auch **Normalzuschläge** wie dolomitischer Kalksteinsplitt und Natursand verwendet. Die einzelnen verwendeten Zuschlagsarten können der nachfolgenden Tabelle 4-1 mit Angabe wichtiger technischer Kenndaten entnommen werden. Dabei sind die unterschiedlich verwendeten leichten Gesteinskörnungen je nach Hersteller mit den Buchstaben A bis D gekennzeichnet.

Wie bereits in Kapitel 2.1.3 erläutert, sind bei der Herstellung von Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton (LAC) vor allem neben der Kornrohichte des Zuschlags auch sein Feuchtegehalt bei Mischbeginn entscheidend für die Frisch- und Festbetoneigenschaften. Zu trockene Zuschläge entziehen dem Zementleim das zur Festigkeitsbildung benötigte Wasser und zu nasse Zuschläge können im Zuge der Vibration in der Steinfertigungsstraße zu einer zu nassen Konsistenz des Zementleims und folglich zu Entmischungen und Absinken des Leims auf den Schalungsboden führen. Die Werte des Wassergehaltes nach DIN EN 1097-5 nach Tabelle 4-1 berücksichtigen zum Entwurf der Mischungsrezeptur die Wasseraufnahme der Leichtzuschläge z.B. nach 5, 30 und 60 Minuten im ofentrockenen Zustand.

Tabelle 4-1: Verwendete Zuschlagsarten zur Leichtbetonentwicklung
(Herstellerangaben, die durch eigene Kontrollmessungen bestätigt wurden)

Zuschlagsart	Körnung [mm]	Schüttdichte [kg/m ³]	Kornrohichte [kg/m ³]	Wasseraufnahme w ₆₀ DIN EN 1097-6 [M-%]	Wassergehalt DIN EN 1097-5 [M-%]
Hüttensand	0-4	1195	2390	nicht relevant	~ 10
Blähtonsand gebrochen AG 0/2 - 580 - "A"	0-2	567	992	nicht relevant	3,7
Blähton AG 4/8 - AR 4/10 - Mix - "A"	4-10	388	710	~ 35,5	ca. 2,9
Blähton 4-8 rund - "B"	4-8	325	590	15	11,6
Blähton 0-4 G - "B"	0-4	470	970	nicht relevant	12,1
Blähton 2-8 rund - "C"	2-8	290	520	12	2
Blähglas - "D"	0,5-1	270	430	25***	<0,5***
Blähglas - "D"	1-2	230	340	41,9** (13,9 V-%)	<0,5***
Blähglas - "D"	4-8	180	310	59** (16,2 V-%)	<0,5***
Dolomitsteinsplitt bzw. dolom. Kalksteinsplitt	3-8	1410*	2770*	1,6*	1,5
Moselsand	0-2b	1450*	2610*	1,1*	7-15

* Messwerte kontrolliert durch Ponts et Chaussées

** Experimentelle Bestimmung als Stichprobe an einer Liefercharge

*** Anlieferung und Lagerung im Big Pack; nach Datenblatt CE-Kennzeichnung 2009

Allerdings hängt die Feuchteaufnahme nicht nur von der Kornform und dem gebrochenen oder nicht gebrochenen Korn ab. In der Praxis ist auch die bereits vorhandene Anfangsfeuchte der Zuschläge durch einen Darrversuch kurz vor der Produktion zu bestimmen. Die nachfolgenden Diagramme in den Abbildung 4-2 und 4-3 zeigen deshalb exemplarisch die Wasseraufnahme nach fünf Minuten für unterschiedliche Ausgangsfeuchten ausgewählter Blähtonzuschläge, die auch in den eigenen Rezepturen verwendet wurden. Auffallend ist auch der Unterschied zwischen gebrochenen grobem Leichtzuschlag (AG) und rundem Korn (AR). Der runde Grobzuschlag weist aufgrund seiner relativ dichten Sinterhaut deutlich geringere Wasseraufnahmewerte gerade im ofentrockenen Anfangszustand auf.

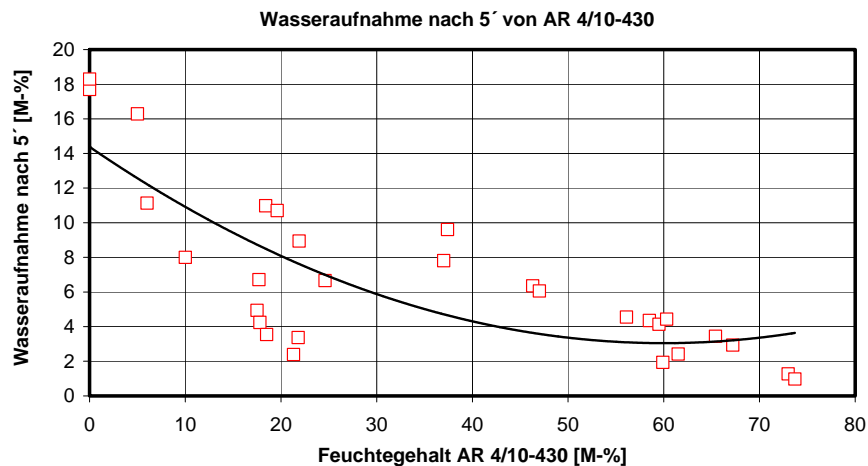


Abbildung 4-2: Wasseraufnahme von dem verwendeten Blähtonzuschlägen (AR-rund) nach Herstellerangaben nach 5 Minuten für trockenes und feuchtes Ausgangsmaterial

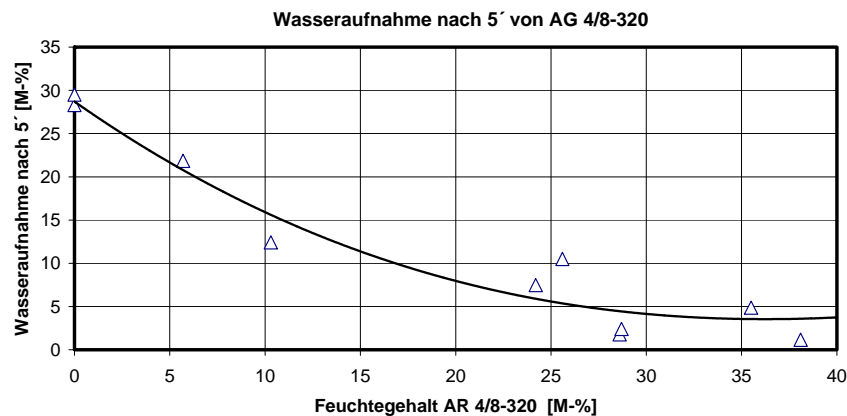


Abbildung 4-3: Wasseraufnahme von verwendeten Blähtonzuschlägen (AG- gebrochen) nach Herstellerangaben nach 5 Minuten für trockenes und feuchtes Ausgangsmaterial

• Zusatzmittel

Neben dem Betonzusatzstoff kommen zudem auch **Betonzusatzmittel** bei der Rezepturenentwicklung zum Einsatz. Im Labor wie auch in Großversuchen in der Produktion wurden von verschiedenen Herstellern Fließmittel (FM) und Stabilisierer (ST) erprobt. Durch den Einsatz von Stabilisierern können Entmischungen des Frischbetons vermieden und die Haftwirkung des Zementleims erhöht werden. Außerdem lassen sich für den Festbeton höhere Festigkeiten zum Beispiel wegen der dispergierenden Wirkung des Fließmittels erwarten (vgl. /Sag99/ und Kapitel 2.1.3). Genauere Kennwerte zu den verwendeten chemischen Betonzusatzmitteln sind aus den Datenblättern im Anhang B zu entnehmen.

4.3 Mischungsrezepturen für haufwerksporige Leichtbetone (LAC)

In diesem Abschnitt werden die entwickelten Mischungsrezepturen quantitativ vorgestellt. Ziel ist es, durch Versuche an den Festbetonen möglichst mathematische Zusammenhänge auf Basis unterschiedlicher Leichtzuschläge in Abhängigkeit der Trockenrohddichte für die Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit zu entwickeln, um für die Bemessung und Entwicklung von hybriden Dämmsteinen verlässliche Datensätze zur idealisierten modellhaften Beschreibung der Baustoffkennwerte zu erhalten. Die Mischungsrezepturen A1 bis M4 (grau unterlegt) decken den unteren Rohdichtebereich von ca. 500 bis 1100 kg/m³ ab, wohingegen die Rezepturen MS 1 bis MS 3 den oberen Rohdichtebereich von 1100 bis 2000 kg/m³ umfassen (s. Tabelle 4-2, gelb unterlegt). Das

Kürzel A in der Rezepturenbezeichnung steht für die Verwendung von ausschließlich Blähton-Grobzuschlägen, B- für Blähglas-Grobzuschlägen, M für einen Mix aus Blähton und Blähglas und MS für Betone, wo zur Erhöhung der Rohdichte des Betons sukzessiv Blähtongrobzuschläge gegen dolomitischen Kalksteinsplitt substituiert wurden. Die Kennzeichnung P0 steht für die Ausgangsrezeptur, die bereits im Kooperationswerk für die Steinherstellung im Vorfeld der Untersuchungen verwendet wurde. Für die weiteren Untersuchungen wurde zur Homogenisierung der Gefügestruktur im Festbeton und zur Erhöhung der Festigkeit diese Rezeptur in den mengenmäßigen Bestandteilen modifiziert (s. Tabelle 4-2, weiß unterlegt; Grundrezeptur). Deshalb erhält die Rezeptur die Bezeichnung „P1“. Eine weitere Rezeptur P2 wurde im Rahmen von Optimierungsversuchen produziert, auf die nachfolgend noch näher eingegangen wird. Bei all diesen Leichtbetonen handelt es sich ausschließlich um haufwerksporige Leichtbetone mit einem rechnerischen Haufwerksporenraum von ca. 10 bis 17 Vol-%. Da aber bei LAC (Lightweight Aggregate Concrete), wie bereits im Literaturteil in Kapitel 2.1 beschrieben, das Volumen der Luft zwischen den Zwickeln nur sehr grob abgeschätzt werden kann, erfolgt eine Vordimensionierung der Mischungsrezeptur volumetrisch über die Schüttdichten der Leichtzuschläge und die Bestimmung der Sieblinie. Die Feinabstimmung dieser Rezepturen erfolgt im Anschluss durch aufwendige Labor- und Produktionsversuche in der Steinfertigung. Die rot umrahmten Zeilen in Tabelle 4-2 bezeichnen jene Rezepturen, die neben einer Entwicklung im Labor, auch in Produktionsversuchen erprobt wurden. Die Gründe für die teils großen Abweichungen in den resultierenden Festbetonkennwerten zwischen separat hergestellten Würfeln im Labor und solchen, die dem Fertigteil in der Produktion entnommen werden, sind vielfältig und wurden bereits im Kapitel 2.1 näher beschrieben.

Um möglichst niedrige Rohdichten und damit verbunden niedrige Wärmeleitfähigkeiten für die LAC-Betone bei gleichzeitig ausreichender Festigkeit zu erhalten, wird der Zementgehalt und der Anteil an feinen Zuschlägen auf die minimal nötige Menge begrenzt. So werden die Zuschläge nur mit Zementleim umhüllt und an ihren Kontaktpunkten im Korngerüst über einen „Punkt- zu- Punkt-Kontakt“ miteinander „verklebt“. Jedoch darf der Zementleim nicht in zu flüssiger Konsistenz und zu hohem Gehalt vorliegen, da dies sonst aufgrund der offenen Struktur des LAC zu Entmischungserscheinungen führen kann.

Deshalb sind nur sehr geringe Bandbreiten des effektiven w/z -Wertes des Zementleims (Berücksichtigung Zugabewasser und Wasseraufnahme der leichten Gesteinskörnungen) und des Zementgehaltes für LAC möglich. Gemäß Literaturangaben (vgl. Kapitel 2.1) sind Bandbreiten des Zementgehaltes von ca. 90 bis 250 kg/m³, bei effektiven, äquivalenten w/z -Werten des Zementleims von 0,35 bis 0,5 üblich. Für die eigenen Untersuchungen wurden diese Wertebereiche ein wenig ausgeweitet, um beurteilen zu können, ob sich dadurch die Rohdichte-Festigkeits- und Wärmeleitfähigkeitsrelation günstig beeinflussen lässt. Der Zementgehalt wurde, um ausreichend feste LAC- Betone für hybride Wärmedämmsteine zu entwickeln von 105 bis 270 kg/m³ variiert und die effektiven w/z -Werte schwanken in einem Bereich von 0,3 bis 0,54 (vgl. Tabelle 4-2). Die eigenen Mischungsrezepturen sind somit konsistent zu Literatur- bzw. Herstellerangaben.

Die teils verwendete Steinkohlenflugasche (SFA) wird in dem Mischungsentwurf gemäß den für Normalbeton bekannten Regeln zur Anrechenbarkeit von Flugaschen hinsichtlich Zementgehalt und dem äquivalenten $(w/z)_{eq}$ - Wert nach DIN EN 206-1 für CEM I 52,5-Zemente berücksichtigt:

$$(w/z)_{eq} = w/(z + k_f \cdot f) \text{ und } k_f=0,4 \text{ für Zemente CEM I 42,5 und höher}$$

und $f/z \leq 0,33$ in Massenanteilen

Mit:

Gl. 4-1

f Flugaschegehalt in kg/m³

z: Zementgehalt in kg/m³

Für den unteren Rohdichtebereich liegt die Korngrößenverteilung der verwendeten Sieblinien im Bereich von 0 bis 10 mm mit zumeist einer Ausfallkörnung im Bereich von 2 bis 4 mm. Die Dichte der verschiedenen Mischungsrezepturen für den Rohdichtebereich bis 1100 kg/m^3 wurde sukzessiv durch Erhöhung des Zement- und Flugaschegehaltes (SFA) sowie durch die Zugabe von Natursand als Feinzuschlag gesteigert. Im Rohdichtebereich ab 1100 kg/m^3 erfolgte die Erhöhung der Rohdichte durch sukzessiven Austausch der Leichtschläge (Blähton) gegen lokal vorkommende Normalzuschläge, wie Dolomitsteinsplitt bzw. dolomitischen Kalksteinsplitt (KS) und Moselsand.

Tabelle 4-2: In Kooperation mit lokalem Fertigteilwerk entwickelte Mischungsrezepturen

Bezeichnung	z – CEM I 52,5 N	Zusatzstoff SFA	eff. (w/z) _{eq} ¹⁾	Fließmittel - FM	Leichtzuschlag							Hüttensand	Normalzuschlag	
					Blähton					Blähglas			Sand	Dolomit. Kalkstein -splitt
					0/2	0/4	4/8	2/8	Mix ³⁾ 4/8 G + 4/10R	1/2 + 0,5/1	4/8			
	kg/m ³	-	M-% ²⁾ B.- Geh.	dm ³ /m ³			dm ³ /m ³		kg/m ³					
A1	226	34	0,40	0,38		137	1068					260		
A2	125	30	0,43	0,3	242	268	862							
A3	178	59	0,47	0,45				1290						
B1	180	65	0,31	0,36						217 0	950			
B2	195	65	0,32	0,33						327 150	650			
B3	270	90	0,3	0,32						162 103	875			
B4	203	67	0,3	0,35						250 530	350		238	
B5	122	40	0,33	0,3						101 20	1195			
B6	266	71	0,3	0,36						198 145	650		323	
M1	179	0	0,44	0,41				983		288 0				
M2	178	0	0,44	0,41				1190		300 49				
M3	226	74	0,37	0,35				1100		170 0			162	
M4	189	62	0,39	0,42				1020		77 0			239	
MS1	175	0	0,47	0,42					1050				450	150
MS2	175	0	0,45	0,46					700				730	210
MS3	160	0	0,54	0,46					400				630	730
P0	193	0	0,53	0,4	460			1186						
P1	200	0	0,49	0,32	636			939						
P2	105	0	0,53	0,4					660				167	

1) effektiver äqu. (w/z)_{eq}-Wert bezogen auf Zement+ 0,4-SFA;

2) B—Geh.-Bindemittelgehalt; z-Zementgehalt; 3) 4/8G - Gebrochener Zuschlag, 4/10R - runder Zuschlag

Wegen der geringen Masse der Leichtzuschläge bei gleichzeitig großem Volumen, berechenbar über die Schüttdichte im Vergleich zur Kornrohddichte, muss der Austausch gegen Normalzuschläge volumetrisch erfolgen, weil sonst keine exakte Stoffraumrechnung auf 1 m^3 Leichtbeton durchführbar ist (vgl. Angaben in Tabelle 4-2). Eine solche Mischungsberechnung mit Mischungsanweisung ist in

Tabelle 4-3 und Tabelle 4-4 exemplarisch für eine Rezeptur dargestellt. Angegeben sind dort die zur Berechnung notwendigen Kornrohdichten der Zuschläge, sowie der volumetrische Anteil an Leichtzuschlag. Aus diesen Angaben wird die Stoffraumrechnung für 1m^3 Frischbeton durchgeführt. Der gesamte Luftgehalt bzw. der Anteil an Haufwerksporen wird zu 13 Vol-% abgeschätzt. Durch die Verwendung von lokal vorkommenden Leichtzuschlägen sollen zudem die Produktionskosten in der Praxis in einem Fertigteilwerk gesenkt werden.

Bei der Entwicklung der Leichtbetone wurde darauf geachtet möglichst kontinuierliche Sieblinien (Stützkorn) zu verwenden (Sieblinie AB und BC DIN 1045-1; Abbildung 4-4) und nicht wie bei einigen Herstellern üblich, sogenannte Einkornbetone aus einer Korngrößenfraktion mit hohem Anteil an Ausfallkörnung herzustellen. Grund dafür ist, dass die Marktstudie (vgl. Kapitel 3) gezeigt hat, dass die Nennfestigkeiten von Mauersteinen auf Basis von LAC- Betonen mit Einkornrezepturen nicht sicher erreicht werden können und die Mittelwerte der getesteten Prüfserien deutlich vom deklarierten Nennwert der Steinfestigkeitsklasse (SFK) nach unten abweichen.

Tabelle 4-3: Exemplarische Stoffraumrechnung für die Basis-Rezeptur MS2 für die Produktionsversuche mit einer Trockenrohdichte von ca. 1450 kg/m³

	Rohdichte	volumetr.	Einwaage trocken	Stoffraum
	(kg/m³)	dm³/m³	kg/m³	dm³/m³
Sand 0/2b	2650		730	0,275
dolomit. Kalksteinsplitt 3/8	2650		210	0,079
Leichtsand 0/4			0	0,000
Zement CEM I 52,5 N	3100		175	0,056
Blähton, Hersteller A; 4/8G-4/10 R Mix		700	272	0,383
SFA-Flugasche	2100		0	0,000
Gesamtwasser (E2+ Wasser Sand)	1000		77,91	0,078
FM- Fließmittel	1000	0,7	0,742	0,001
Stabilisierer	1000		0	0,000
Luftgehalt				0,130
			1465	1,002
theoretische Frischbetonrohddichte mit Zugabewasser ("E2")			1547	
+ Feuchtegehalt Leichtzuschlag				

Tabelle 4-4: Schüttdichten (DIN EN 1097-3:1998) und Wassergehalte (DIN EN 1097-5; DIN 1048-1) der verwendeten Zuschläge, ermittelt kurz vor Produktionsbeginn

Leicht- zuschlag	Blähton, Hersteller A; 4/8G-4/10 R Mix		Feuchtegehalt Blähton A		Gewicht feucht	
	Schüttdichte (kg/m³)	388	6,38	M-%	288,9	kg/m³
	Kornrohdichte (kg/m³)	710				

Normalzuschlag	Feuchtigkeit Sand :	M-%	8,34	1,52	0
	Feuchtgewicht Sand :	0/2 =	790,9	Kalksteinsplitt= 213,2	Sand 0/4 = 0

Zugabewasser - E2 :		41
eff. w/z	bzg. auf Zement	0,45
eff. (w/z) eq	=z+0,4 SFA	0,45

- Gesamtwassergehalt ist gleich der Feuchtegehalte des Sandes und Splitts + Zugabewasser E2, abzüglich der Wasseraufnahme der Blähton nach 5' von ca. 10 M-%

Neben der volumetrischen Mischungsberechnung ist bei LAC also vor allem die Sieblinie gerade im Hinblick auf die Befüllung von Schalungen filigraner Innenstege von monolithischen Mauersteinen und für das sich später ergebende Korngerüst entscheidend, denn das entstehende Korngerüst beeinflusst maßgeblich den Lastabtrag im LAC. Da die Luftwickel zwischen den Zuschlagskörnern im LAC zur Gewährleistung eines gleichmäßigen Lastabtrags über das Korngerüst nicht zu groß sein sollten, wurden insbesondere für die Betone im höheren Rohdichtebereich kontinuierliche Sieblinien verwendet. In Abbildung 4-4 ist solch eine Sieblinie für die Rezeptur MS 2 als Mittelwert aus drei Siebungen für die zusammengestellte Gesteinskörnung angegeben. Für Leichtbetone im unteren Rohdichtebereich bis max. 800 kg/m^3 werden hingegen üblicherweise, wie zuvor bereits erwähnt, zumeist zur Reduzierung der Wärmeleitfähigkeit Sieblinien mit Ausfallkörnung im Bereich von 2 bis 4 mm bei einem Körnungsbereich von 0 bis 10 mm angewendet.

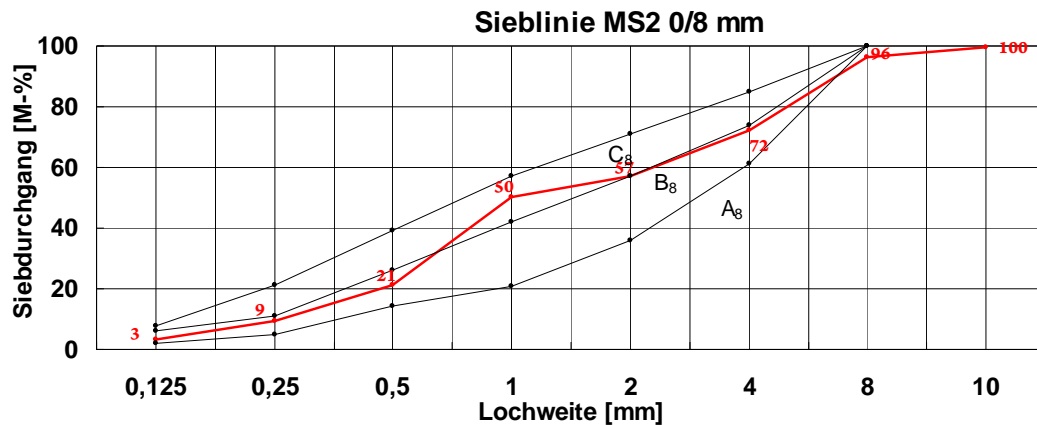


Abbildung 4-4: Sieblinie bestimmt nach DIN EN 933-1 für die Basisrezeptur MS2 im Produktionsversuch

Zudem hatte sich bei Voruntersuchungen zur Rezepturenentwicklung im Labor gezeigt, dass Leichtbetone mit zu unregelmäßigen Sieblinien mit hoher Ausfallkörnung stärker zum Entmischen neigen, wodurch die gewünschten Festigkeiten nicht erzielt werden konnten, insbesondere wenn auf die Zugabe von teuren Betonzusatzmitteln verzichtet werden soll.

Neben den in Tabelle 4-2 beschriebenen Mischungsrezepturen wurden in einem großangelegten Produktionsversuch die im Kooperationswerk verwendete Basisrezeptur P0, die Rezeptur M2 und eine weitere Test-Rezeptur P2 mit Blähtonzuschlägen durch die Zugabe verschiedener Betonzusatzmittel variiert, um ein weiteres Optimierungspotenzial herauszuarbeiten, auch wenn durch die Zusatzmittel die Produktionskosten des m³ Leichtbetons deutlich erhöht werden.

Insgesamt wurden 5 Optimierungsversuche in der Produktion gefahren. Diese Variationen wurden mit dem Ziel durchgeführt, die Festigkeit der zuvor genannten Basisrezepturen P0, M2 und P2 bei annähernd gleichbleibenden oder gar sinkenden Trockenrohdichten zu erhöhen bzw. beizubehalten, damit sich die Wärmeleitfähigkeit der Basisbetone nur geringfügig ändert. Somit soll ein möglichst optimales mechanisches und gleichzeitig thermisches Verhalten der untersuchten LAC-Betone erzielt werden.

Dazu wurden zum einen die Leichtsandgehalte variiert und zum anderen die standardmäßig in der Produktion verwendeten Fließmittel gegen unterschiedliche Fließmittel bzw. Stabilisierer und einer Betonzusatzmittelkombination aus Fließmittel und puderförmigen Stabilisierer getauscht. Im Anschluss wurde an den LAC-Festbetonen der Einfluss auf die Trockenrohdichte und der Vollsteindruckfestigkeit gegenüber der Ausgangsrezepturen getestet. Die einzelnen Versuche mit Ergebnissen der Festbetonprüfungen sind im Detail in Anhang B.2 zusammengestellt.

Im Ergebnis zeigen diese Optimierungsversuche, dass ein Austausch der verwendeten Fließmittel der Basisrezepturen durch den eingesetzten pulverförmigen Stabilisierer wenig sinnvoll ist, obgleich der Wasseranteil des Fließmittels bei dem Mischungsentwurf berücksichtigt wurde. Andere auf dem Markt erhältliche puderförmige Stabilisierer sollten aber dennoch zukünftig im Werk getestet werden. Die werksmäßig verwendete Rezeptur auf Basis von runden Blähtonzuschlägen (2/8 mm) und Leichtsand zur Herstellung von Wärmedämmsteinen, kann durch die Zugabe des flüssigen Stabilisierers (ST5) im Vergleich zum verwendeten Fließmittel deutlich verbessert werden. Bei gleichzeitigem Senken der Rohdichte infolge der Reduktion des Leichtsandgehaltes und damit auch der Verringerung der Wärmeleitfähigkeit der LAC-Rezeptur, kann die Festigkeit der Ausgangsrezeptur konstant gehalten werden (vgl. Versuch 1 zu Versuch 2: 5,3 zu 5,1 N/mm²). Die eigene vorgeschlagene Mischungsrezeptur M2 konnte durch die Verwendung eines Fließmittels eines anderen Typs und Herstellers als in der laufenden Produktion, sowie durch den Mix von Blähglas und Blähtonzuschlägen, bei Verringerung der Rohdichte höhere bzw. gleich hohe Festigkeiten liefern wie die Standardrezeptur im Werk (vgl. Versuch 1 und 2 zu Versuch 4 in Anhang B.2). Somit können die

entwickelten Leichtbetonrezepturen nach erfolgter Anpassung an die Maschinenregelung und bei strenger Prüfung der Ausgangsfeuchte der Leichtzuschläge direkt im Produktionsprozess verwendet werden. Diese Rezepturen lassen zudem optimiertere Rohdichte-Festigkeits-Wärmeleitfähigkeits-Relationen erwarten, die für die gezielte Verbesserung von klassischen, monolithischen Wärmdämmsteinen unerlässlich sind. Allerdings steigt durch die Verwendung von dem Mix aus Blähglas- und Blähtonzuschlägen und anderen Betonzusatzmitteln auch der Einheitspreis der Mischungsrezeptur. Dem zur Folge ist mit einer Preiserhöhung von ca. 30% im Vergleich zu Basisrezeptur P0 für den m³- verdichteten Beton (LAC) zu rechnen.

4.4 Herstellung der Probekörper

4.4.1 Separate Laborprüfkörper

Wegen der in Kapitel 2.1.4 angesprochenen Einflussparameter des Herstellungsprozesses auf die Festbetoneigenschaften, wie Rohdichte und Druckfestigkeit, wurde für die im Labor separat hergestellten Leichtbetonprobekörper wie Würfel (150 mm Kantenlänge) und Zylinder (150/300 mm) eine Herstellprozedur entwickelt, um möglichst eine ähnliche Befüllung und Verdichtung der LAC wie mit Brettfertigern in der laufenden Produktion zu erhalten. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Vibrationskräfte und die Art der Verdichtung (Schockvibration) wie auch der Mischertyp und das Mischervolumen in der Produktion gänzlich anders sind als im Labor, wo i.d.R. nur ein Rütteltisch mit harmonischer Schwingung und geringeren Kraftamplituden ohne Auflastmöglichkeiten eingesetzt wird. Dazu wurde das Herstellungsverfahren im Labor so eingerichtet, dass der Frischbeton aus einem 50 l-Mischer in zwei Schritten in die Schalungen eingebracht und durch ein Stahlgewicht (40 kg bis 60 kg) als Auflast passgenau zur Schalung auf einen herkömmlichen Rütteltisch für 30 Sekunden verdichtet wird. Diese Füllmethode soll so gut wie möglich trotz der geringeren Kraftamplituden des Rütteltischs, der industriellen Fertigung der Blöcke nahekommen. Auch wurde darauf geachtet, dass die Befüllungs- und Verdichtungsrichtung gerade bei der Herstellung von Platten (500 x 500 x 51 mm³) aus LAC zur Messung der Wärmeleitfähigkeit mit der Befüllungsrichtung der in der Produktion hergestellten Mauersteine übereinstimmt, um Abweichungen zu den Elementen aus der Produktion zu vermeiden. Die nachfolgenden Bilder (Abbildung 4-5) verdeutlichen den Herstellprozess im Labor.

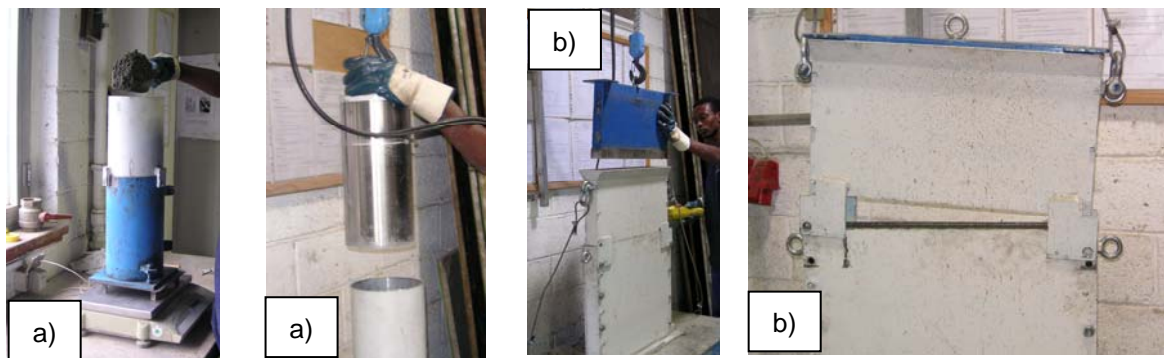


Abbildung 4-5: Herstellprozess im Labor am Beispiel der Herstellung von separaten Zylindern (a) und Platten zur Messung der Wärmeleitfähigkeit (b) durch massenbezogene Befüllung der Schalung und anschließender Verdichtung auf einem Rütteltisch mit im Aufsatz eingesetztem Stahlgewicht (b)

4.4.2 Produktion

Der gesamte Herstellungsprozess sowie die vorliegenden Einflüsse aus Verfüllung, Verdichtung und von Maschinenparametern in der großmaschinellen Steinfertigung wurden bereits im Kapitel 2.1.4 erläutert. Denn die Herstellung von LAC mit Steinfertigern unter Schockvibration ist nicht mit derjenigen von gefügedichten Betonen vergleichbar. Sie stellt nach *Kuch /Kuc92/* ein Grenzgebiet der Formgebung und Verdichtung dar, welches durch die steife Frischbetonkonsistenz, die Anwendung von Auflasten, die Friscentformung und die geringe Verdichtungsdauer gekennzeichnet ist. Die Verdichtungsdauer betrug vergleichsweise für die eigenen Großversuche je nach verwendeter Schalungsform und Betonrezeptur zwischen 2 bis 5,5 Sekunden. Die Erregerfrequenzen am Vibrationstisch des Brettfertigers schwankten dabei ebenfalls in Abhängigkeit von der Rezeptur und Schalungsform in einer Frequenzbandbreite zwischen 44 und 50 Hz für die Hauptvibration während des Herstellprozesses. Diese angewendeten Maschinenparameter liegen in der optimalen Frequenzbandbreite und Bereich der Verdichtungsdauer, die in der Literatur üblicherweise zitiert werden (vgl. Kap. 2.1.4). Durch eventuell vorhandene Befüllungsmängel können darüber hinaus im Verdichtungsprozess Rohdichteunterschiede und Geometrieabweichungen über den Steinquerschnitt, gerade für monolithische Steine mit filigranen Innenstegstrukturen entstehen. Generell liegen zu diesen Effekten bei den Produzenten nach */Kuc06/* viele „individuelle Erfahrungen“ vor, wobei aber die theoretischen Grundlagen noch weitgehend fehlen. Deshalb sind auch einige der eigenen experimentellen Untersuchungsergebnisse mit Variationskoeffizienten von bis zu 20% und resultierenden unterschiedlichen Druckfestigkeiten für dieselben LAC-Rezepturen, Prüfkörperformen und Herstelltag erklärbar (s. Kapitel 3 und 5).

In der Abbildung 4-6 wird die Anfertigung von Standardprüfkörpern aus Vollsteinen, die maschinell gefertigt wurden, gezeigt. Zu Vergleichszwecken mit separat hergestellten Laborwürfeln wurden auch Würfel aus Vollsteinen entsprechend den Vorgaben zur Herstellung von Prüfkörpern nach DIN EN 1520 im Nass-Schnittverfahren herausgesägt bzw. Standardzylinder der Abmessungen 150/300 mm kerngebohrt und entsprechend der Prüfnormen zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des E-Moduls (DIN EN 1354 bzw. DIN EN 1352) bis zur Prüfung gelagert.



Abbildung 4-6: Herstellung der Zylinder und Würfel aus Vollsteinen aus der Produktion mittels Kernbohrung bzw. Nassschnitt; rechts: abgeglicherer Zylinder nach dem Druckversuch

4.5 Thermische Eigenschaftswerte von LAC

4.5.1 Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit

Über die mathematische Beschreibung der Festigkeitsentwicklung für den gesamten Rohdichtebereich hinaus, ist zudem für die Prototypentwicklung von hybriden Dämmsteinen auf Basis von LAC der funktionale Zusammenhang von der Rohdichte zur vorhandenen Wärmeleitfähigkeit λ von Interesse. Deshalb wurden, wie in Abbildung 4-5 b) dargestellt, aus den zuvor schon beschriebenen Mischungsrezepturen Platten im Labor hergestellt und nach DIN 52612-1 bzw. EN 12664 im Einplattenverfahren in einem Plattengerät mit Gradientenschutz (Abbildung 4-7) im trockenen Zustand ($\lambda_{10, \text{tr}}$) gemessen. Das Messverfahren, sowie die Berechnung der Wärmeleitfähigkeit aus den gemessenen Wärmeströmen ist bereits in Kapitel 3 im Detail erläutert, so dass an dieser Stelle nicht mehr näher auf die Plattenapparatur und die zur Berechnung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit λ maßgebenden Kennwerte, wie den Feuchte-Umrechnungsfaktor F_m bzw. – Koeffizienten f_u und f_v eingegangen wird.



Abbildung 4-7:
Exemplarische Darstellung einer Platte aus der Leichtbetonentwicklung im Messraum der Plattenapparatur im Einplattenverfahren

Pro Leichtbetonrezeptur werden als Prüfserie unabhängige Messungen an drei verschiedenen Platten durchgeführt. Lediglich für die Mischungen im höheren Rohdichtebereich konnten nur 2 Platten hergestellt und getestet werden.

4.5.2 Rohdichte-Lambda-Relation

Für die entwickelten LAC-Rezepturen nach Kapitel 4.3 ist in Abbildung 4-8 das Verhältnis von der Trockenrohddichte zur im Einplattenverfahren gemessenen Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10, \text{tr}}$ im trockenen Zustand der Proben durch nichtlineare Regression als Lambda-Rohdichte-Relation dargestellt. Es ergibt sich ein exponentieller Zusammenhang zwischen beiden Parametern. Das Bestimmtheitsmaß R^2 von 0,98 bestätigt die gute Korrelation der nichtlinearen Regression für einen Bereich der Trockenrohddichte von 500 bis 1800 kg/m³. In dieser Auswertung werden die entwickelten LAC-Betone auf Basis verschiedener Blähton- wie auch Blähglas-Zuschläge und im höheren Rohdichtebereich dolomitischer Kalksplittzuschläge nach Tabelle 4-2 berücksichtigt.

Vergleichend kann zur Validierung der eigenen Messungen ebenfalls ein exponentieller Zusammenhang für eine Rohdichte-Lambda-Relation aus /Cam95/ entnommen werden. Diese funktionale Beschreibung ist als gestrichelte Linie im Diagramm (Abbildung 4-8) dargestellt. Cammerer et al. /Cam95/ werteten 78 Leichtbetonprobendaten von LAC mit Naturbims, Blähton mit /ohne Quarzsand, Blähschiefer mit / ohne Quarzsand als verwendete Gesteinskörnungen aus, die ebenfalls bei einer Mitteltemperatur von 10°C im trockenen Zustand für einen Rohdichtebereich von 400 bis 1800 kg/m³ gemessen wurden. Die Gegenüberstellung des experimentell mittels Regressionsrechnung bestimmten Kurvenverlaufs für die eigene Rezepturenentwicklung zu dem exponentiellen Zusammenhang aus der Literatur /Cam95/ für LAC-

Betone mit anderen Leichtzuschlägen belegt, dass die Kurvenverläufe im Trend sehr gut übereinstimmen.

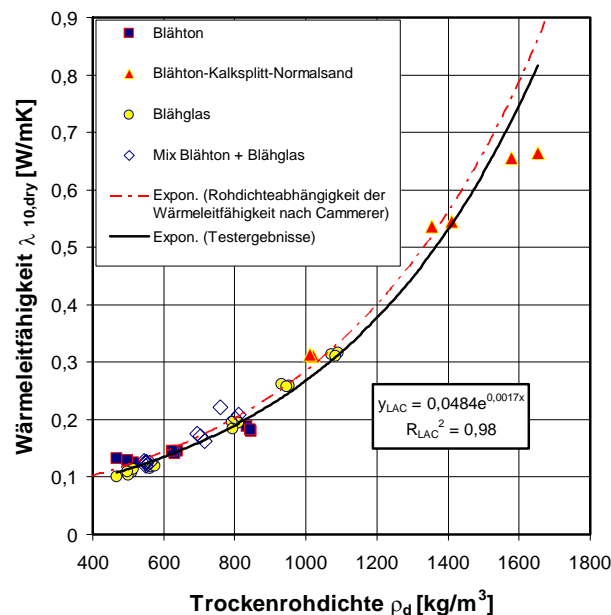


Abbildung 4-8: Verhältnis $\lambda_{10, tr}$ bzw. $\lambda_{10, dry}$ zur Trockenrohdichte der LAC-Plattenprüfkörper (Messdaten mit Regressionsfunktion) & Vergleich mit Angaben nach /Cam95/ - gestrichelte Linie

Zusätzlich zu dem sogenannten Basiswert der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10, tr}$ nach DIN EN 1745 werden für die entwickelten und getesteten Leichtbetonrezepturen die Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit λ bzw. früher λ_R mittels den nach DIN EN ISO 10456 zu berechnenden Feuchteumrechnungskoeffizienten f_u bzw. f_ψ in Abhängigkeit der verwendeten Zuschlagsart bestimmt. Aus diesen Umrechnungskoeffizienten können dann die Umrechnungsfaktoren für den Feuchtegehalt F_m nach DIN EN 1745 berechnet werden, die mit dem auf die obere Rohdichtegrenze extrapolierten Wert von $\lambda_{10, tr, ex}$ als Mittelwert aus 3 Messungen zu multiplizieren sind. Auf das Rechenverfahren selbst wurde beispielbezogen näher in Kapitel 3 zur Marktstudie eingegangen. Die Eingruppierung der so berechneten Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit erfolgt nach DIN V 4108-4:2007. Die Auswertungen zu den Bemessungswerten der Wärmeleitfähigkeit sind in der Tabelle 4-5 im Anschluss an das nachfolgende Kapitel 4.6 mit den ausgewerteten mittleren Trockenrohdichten und Druckfestigkeiten sowie den prozentualen Preisen für die einzelnen entwickelten LAC- Rezepturen zur Mauersteinentwicklung zusammengefasst.

4.6 Mechanische Materialkennwerte von LAC

4.6.1 Rohdichte-Druckfestigkeits-Relation

In Abbildung 4-9 sind die minimal und maximal erzielten Druckfestigkeiten von 150'er Würfeln nach DIN EN 1354, die zum einen separat im Labor hergestellt und zum anderen aus Vollsteinen aus der Produktion geschnitten worden sind (schraffierter Wertebereich), in Abhängigkeit der Trockenrohdichte dargestellt. Die berechneten charakteristischen Funktionen der mittleren Festigkeit sind dabei getrennt für jede Herstellungsweise vergleichend der für LAC maximal erzielbaren Festigkeit nach /Sag99/ gegenübergestellt.

Aus der Abbildung 4-9 ist ersichtlich, dass die Würfel Druckfestigkeiten der im Labor hergestellten Würfel im gleichen Rohdichtebereich wie in der Produktion zu geringeren Festigkeiten neigen. Als ein wichtiger Grund unter vielen betontechnologischen und prozesstechnischen Einflussfaktoren (vgl.

Kapitel 2.1) kann angeführt werden, dass größere Verdichtungsenergien bzw. –intensitäten in der Produktion zu einer homogenen Kornverteilung in der LAC-Gefügestruktur gegenüber der Herstellung von Proben im Labor führen. Das in den porigen leichten Gesteinskörnungen aufgesogene Wasser bleibt bei den Laborproben aufgrund geringerer Verdichtungsintensität eher im Korn eingeschlossen als durch Schockvibration in der Produktion, wo es förmlich wieder „herausvibriert“ wird. Folglich steht dieses Wasser nicht für die Hydratation des Zementleims zur Verfügung bzw. erst sehr spät zeitverzögert (innere Nachbehandlung). Über den Zementleim, als Bindemittel wird der für den Lastabtrag in der LAC-Gefügestruktur wichtige Punkt- zu- Punkt- Kontakt zwischen den groben Leichtzuschlägen ausgebildet. Zusätzlich erzeugt das wieder herausvibrierte Wasser aus den porigen Zuschlägen in der Produktion eine Art Gleitschicht für die Grobzuschläge, wodurch die Schalungen gleichmäßiger befüllt werden, als durch manuelle Auflast im Labor. Diesen Effekt kann man auch optisch sehr gut in der Produktion beobachten. Im Mischer selbst sieht das fertig gemischte Mischgut oft zu trocken aus, während die Oberflächen des Fertigteiles nach der Verdichtung in der Fertigungsstraße matt glänzend sind. Praxisrelevant, aber ohne die prozesstechnischen Hintergründe zu beschreiben, führte *Vocke /Voc59/* deshalb die verschiedenen Phasen von erdfeucht (EF) bis nass (NA) ein, um die Frischbetonkonsistenz beurteilen zu können (vgl. Kapitel 2.1.2).

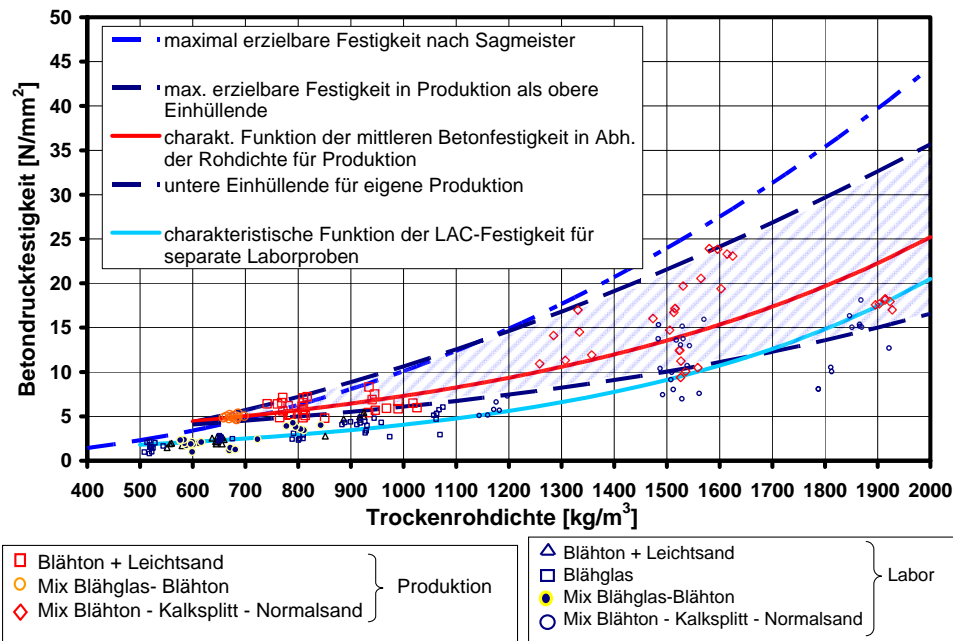


Abbildung 4-9: Kurve der max. erzielbaren Festigkeit in Abhängigkeit der Rohdichte nach /Sag99/ im Vergleich zu den erzielten Festigkeiten der untersuchten Mischungen aus der Produktion (schraffierter Bereich & Datenpunkte mit Regressionskurve) und für separate Laborproben

Zusätzlich bestätigen auch in /Bor05/ aufgezeigte Untersuchungen, wonach durch Vibrations- bzw. Schlagkräfte, wie sie während des maschinellen Verdichtungsvorgangs wirken, die Adhäsionskräfte zwischen den Grobkörnungen sehr stark ansteigen und zu höheren Haftzugfestigkeit des Zementsteins im Festbeton bzw. zur höheren Tragfähigkeiten führen. Gleiches stellt auch *Spitzner /Spi75/* in seiner Veröffentlichung fest. Demnach hat die Konsistenz des Frischbetons einen entscheidenden Einfluss auf die später resultierende Druckfestigkeit des Festbetons. *Spitzner* zeigt, dass mit zunehmendem Wassergehalt im Frischbeton bei sonst gleichen Verhältnissen die Festigkeit zunächst ansteigt und bei Erreichen der schmierig-nassen Phase nach /Voc59/ wieder abfällt. Deshalb kann auch unter diesem Gesichtspunkt das für gefügedichten Beton bekannte Wasser-Zement-Gesetz nicht eins zu eins übernommen werden.

Vergleicht man die maximal erzielten Festigkeiten der hergestellten LAC- Mischungen mit der aus der Literatur entnommenen Kurve der maximal erzielbaren Festigkeit nach /Sag99/, ist erkennbar, dass bis zu einem Trockenrohddichtebereich von ca. 1400 kg/m^3 bereits diese maximalen Festigkeiten je nach

Mischungsrezeptur erreicht werden konnten. Nur für den oberen Rohdichtebereich $> 1500 \text{ kg/m}^3$ wäre im Vergleich zur Literaturangabe noch ein Optimierungspotenzial vorhanden. Ein Grund dafür ist, dass die eigenen Untersuchungen aus Kosten- und Zeitgründen auf maximal zwei Mischungsgänge pro Leichtbetonrezeptur im Werk beschränkt waren.

Diese Untersuchungen belegen, dass Laborproben nur erste Anhaltswerte für die Festigkeit von LAC durch Schockvibration in der Produktion geben können. Werden genaue Daten benötigt, auf deren Grundlage z.B. Prototypen entwickelt werden sollen, bleibt nur der Versuch der Rezeptoptimierung in der Produktion, da nur so alle Einflussparameter (Maschine, Verdichtung, Schalungsbefüllung, Brettlage usw.) erfasst werden können.

Dieses Ergebnis deckt sich auch mit Literaturangaben nach *Vocke /Voc59/*, *Sagmeister /Sag99/* und Untersuchungen zu den maschinendynamischen Einflussfaktoren des Instituts für Fertigertechnik in Weimar (IFF) /Kuc92b/ (vgl. Kapitel 2.1.4). Für den in Abbildung 4-9 dargestellten Zusammenhang zwischen Trockenrohichte und Würfeldruckfestigkeit ist demnach für jede Zuschlagsart und Produktionsstrasse (Verdichtungsenergie) mit anderen Koeffizienten der nichtlinearen Regression zu rechnen, wie auch der Vergleich der individuellen Kurven zwischen Labor und Produktion zeigt. Dies wurde bereits in /Voc59/ und /Spi75/ für LAC mit Leichtzuschlägen aus Bims und Kesselschlacken bzw. Blähton festgestellt.

Bornemann /Bor05/ ermittelte experimentell, wie die Diagramme in Abbildung 4-10 zeigen, einen deutlichen Einfluss der Verdichtungsintensität auf die Packungsdichte und den Wassergehalt und damit auf die Frisch- und Festbetondruckfestigkeit. Demnach ist die Gründruckfestigkeit und parallel die Betondruckfestigkeit für den erhärteten Beton direkt abhängig von einem optimalen Wassergehalt in der Frischbetonmischung.

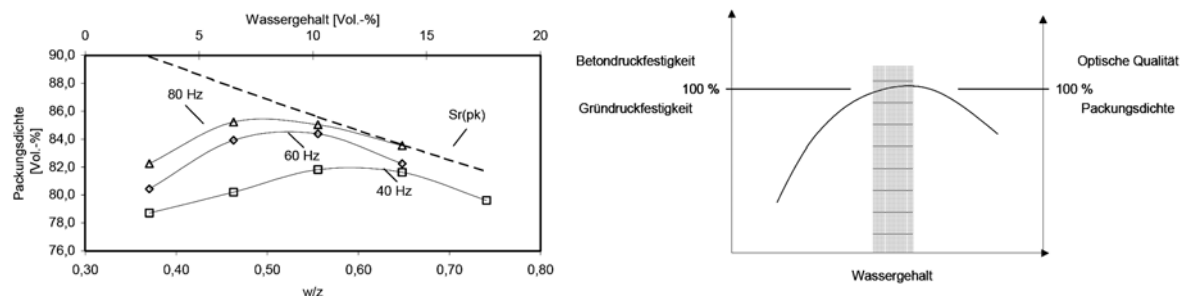


Abbildung 4-10: Einfluss der Verdichtungsintensität auf die Packungsdichte und den Wassergehalt für erdfeuchte Betone mit Normalzuschlägen (Sieblinie B16-0/2r-2/16r) und Einfluss auf die Festigkeit (rechts) nach /Bor05/

Der Bereich des optimalen Wassergehaltes verschiebt sich aber mit der Erregerfrequenz am Vibrationstisch während der Verdichtung. So bewirkt eine Frequenzerhöhung eine Verringerung des optimalen Wassergehaltes, wobei Frequenzbandbreiten der Verdichtungsapparatur im für die Steinherstellung üblichen Bereich von 40 bis max. 60 Hz und darüber mit 80 Hz untersucht wurden (s. Abbildung 4-10, links). Durch das Zusammenspiel eines optimalen Wassergehaltes im Zementleim, der wie bereits erwähnt, als Gleitschicht wirken kann und einer optimalen Erregerfrequenz am Vibrationstisch können auch für den Lastabtrag in haufwerksporigen Gefügestrukturen optimale Packungsdichten der Zuschläge erreicht werden. Diese bewirken durch die dichte Einlagerung der Grobzuschläge einen günstigen inneren Lastabtrag und dem zur Folge auch höhere Druckfestigkeiten für dieselbe Ausgangsrezeptur (s. Abbildung 4-10, rechts).

4.7 Zusammenstellung der Wärmeleitfähigkeits- und Druckfestigkeitskennwerte und Kosten

Für eine Prototypentwicklung von Wärmedämmsteinen sind nicht nur die betontechnologischen Parameter wie die Festbetoneigenschaften, sondern für die Herstellungspraxis in einem Fertigteilwerk auch der Preis der jeweiligen Leichtbetonrezeptur, der durch die Zuschlagsart, Transportkosten und Zementgehalt bestimmt wird, maßgebend. Aus diesem Grund sind alle für die Prototypentwicklungen von hybriden Wärmedämmsteinen wichtigen Kenndaten einschließlich des Einheitspreises prozentual in Bezug auf die Basisrezeptur P0 für den m^3 verdichteten LAC- Beton für jede Rezeptur der Leichtbetonentwicklung in der Tabelle 4-5 zusammengefasst. Bei Betrachtung der Tabelle fällt auf, dass besonders die Blähglasrezepturen (Kennung B) im Vergleich zu den Blähtonrezepturen (A) verhältnismäßig teuer sind. Es ist allerdings zu beachten, dass bisher in der werksmäßigen Herstellung eigentlich nur Blähtonzuschläge im Kooperationswerk verwendet wurden und die Blähglaszuschläge extra für die Produktions- und Laborversuche eingekauft wurden. Deshalb ist der Ausgangsstoff Blähglas doppelt so teuer wie Blähton. Bei regelmäßiger Fertigung werden erwartungsgemäß die Preise allerdings noch sinken. Zur Verbesserung der Festbetoneigenschaften bei gleichzeitiger Reduktion des Preises für die Ausgangsstoffe wurden deshalb auch Mix-Rezepturen aus Blähton als Grobzuschlag und Blähglas als Feinzuschlag (Stützkorn) entwickelt.

Wie der Vergleich der Optimierungsversuche in der Produktion in Kapitel 4.3 zeigt, ist vor allem die Rezeptur M2 bzgl. ihres Preis-Leistungs-Verhältnisses vielversprechend, wenn bedacht wird, dass die Rohstoffpreise für Blähglas durch eine größere Liefermenge sinken werden.

Die rot eingerahmten Zeilen bezeichnen jene Rezepturen, die im Labor entwickelt und in der maschinellen Fertigung durch einen Großversuch erprobt wurden. Die übrigen Mischungsrezepturen wurden nur im Labor entwickelt und die Prüfkörper separat hergestellt, so dass wegen der geringeren Verdichtungsintensität und anderen Mischern im Labor geringfügig niedrigeren Rohdichten bei deutlich niedrigeren Festigkeiten resultieren. Wegen des höheren Rohstoffpreises wurde nach Rücksprache mit dem Kooperationswerk deshalb auch keine Blähglasrezeptur in der Fertigung erprobt. Allerdings zeigt die labortechnische Entwicklung, dass sich mit Blähglas sehr gut Rohdichten von ca. 500 kg/m^3 und bei weiterer Optimierung darunter erreichen lassen. Wegen der Saugfähigkeit der Blähglaszuschläge ist aber bei diesen Rezepturen besonders auf die Zuschlagfeuchte und das Zugabewasser während der Herstellung zu achten. Ein besonders gutes Verhältnis von Rohdichte, Wärmeleitfähigkeit λ , Druckfestigkeit und Preis im Vergleich zur Basisrezeptur im Werk (P0) weisen aber bereits die für den Großversuch ausgewählten Mischungsrezepturen A1, A2 und M2 für den unteren Rohdichtebereich auf, insbesondere wenn der wirtschaftliche Aspekt im Vordergrund steht. So ist die Mischungsrezeptur A2 um 15% günstiger als die Basisrezeptur P0 bei fast identischer Rohdichte und einer deutlich höheren Würfeldruckfestigkeit. Für den höheren Rohdichtebereich $> 1100 \text{ kg/m}^3$ wurden die Mischungsrezepturen MS 1 bis MS 3 gezielt mit lokal vorkommenden Normalzuschlägen bzw. Leichtzuschlägen mit geringeren Transportwegen im Labor entwickelt und jeweils direkt in der Produktionsstraße des kooperierenden Fertigteilwerkes an die maschinelle Produktion angepasst. Gerade die letztgenannten Mischungsrezepturen eignen sich wegen ihres niedrigen Einheitspreises und ihrer höheren Betonfestigkeit besonders gut für die Prototypentwicklung von hybriden Mauersteinen auf Basis von Sandwichstrukturen, da dort die dämmende Funktion durch eine zusätzliche Dämmschicht übernommen wird.

Tabelle 4-5: Zusammenstellung Rohdichte, Wärmeleitfähigkeit, Festigkeit und Preis für die innerhalb dieser Arbeit entwickelten und verwendeten LAC- Rezepturen

Konstruktions-Materialien - Leichtbetonmischungen					
Betonmischung	Zuschlagsart	Mittelwert der Trockenroh-dichte [kg/m³]	Mittelwert der Würfeldruck-festigkeit [N/mm²]	Bemessungs-wert der Wärmeleitfähigkeit λ [W/mK]	prozentualer Preis [%] bezogen auf P0
A1	Blähton; Hüttensand	906- LAB 950- Prod	4,6 -LAB 6,8 - Prod	0,21	94
A2	Blähton	651 - LAB 800 - Prod	2,3 - LAB 6,2 - Prod	0,16	85
A3	Blähton	591	1,9	0,140	89
B1	Blähglas	520	1,2	0,130	283
B2	Blähglas	517	1,8	0,130	271
B3	Blähglas	653	2,5	0,145	296
B4	Blähglas; Moselsand	949	3,9	0,32	221
B5	Blähglas; Moselsand	822	2,5	0,23	159
B6	Blähglas; Moselsand	1078	5,3	0,38	212
M1	MIX Blähglas/ Blähton	568	1,7	0,150	117
M2	MIX Blähglas/ Blähton	585 - LAB 675 - Prod	2,1 - LAB 5,7 - Prod	0,160	127
M3	MIX Blähglas/Blähton; Moselsand	725	1,6	0,21	110
M4	MIX Blähglas/ Blähton; Moselsand	805	3,8	0,26	91
MS1	Blähton; Kalksplitt; Moselsand	1200 - LAB 1295 - Prod	5,9 - LAB 13,3 - Prod	0,38	76
MS2	Blähton; Kalksplitt; Moselsand	1520 - LAB 1525 - Prod	8,2 - LAB 10,8 - Prod	0,66	62
MS3	Blähton; Kalksplitt; Moselsand	1860 - LAB 1915 - Prod	15,8 - LAB 17,8 - Prod	0,81	55
P0	Steinproduktion; Blähton	625 - LAB 704 - Prod	1,82 - LAB 3,7 - Prod	0,16	100
P1 Versuch V1 u. V2	Steinproduktion; Blähton	820 - LAB 790- Prod	4,8 - LAB 5,5 - Prod	0,20	101

Blähtonrezepturen,
 Blähglasrezepturen,
 Mix-Blähglas/-ton

4.8 Weitere bemessungsrelevante mechanische Eigenschaftswerte von LAC

Neben den für die Entwicklung von neuen Dämmsteinen wesentlichen Eigenschaftswerten der Wärmeleitfähigkeit und Druckfestigkeit der untersuchten LAC- Rezepturen, ist aber auch vor allem der E-Modul der LAC- Betone entscheidend zur Beurteilung der Steifigkeit z.B. von schmalen Innenstegen in Lochsteinen, die maßgeblich den vertikalen Lastabtrag im Stein beeinflussen. Deshalb wurde der E-Modul für alle entwickelten Rezepturen getestet. Alle anderen weiterführenden Tests wurden wegen dem festgestellten Festigkeitsunterschied zwischen separat hergestellten Laborprüfkörpern und Proben aus den Produktionsversuchen nur als Stichproben an den in der maschinellen Fertigung im Großversuch erprobten Rezepturen durchgeführt. Dadurch soll eine breite Kenntnis aller, für die Bemessung relevanten mechanischen Kennwerte in dem zu betrachtenden Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³ erreicht werden.

4.8.1 E-Modul - Vergleich zwischen gemessenen und nach DIN EN 1520 prognostizierten Werten

Neben den bereits vorgestellten Untersuchungen der Einflüsse der Lagerung, der Herstellungsweise, der Mischungsrezeptur bzw. der Trockenrohddichte auf die Druckfestigkeit an Würfeln und Vollsteinen aus den entwickelten LAC- Rezepturen, sind zusätzlich Zylinder zur E-Modul-Prüfung hergestellt worden. Diese wurden zum einen separat im Labor in Schalungen betoniert sowie zum anderen aus Vollsteinen aus der Produktion derselben Rezeptur mit Hilfe eines Kernbohrgerätes im Nassschnittverfahren entnommen.

Wegen der haufwerksporigen Struktur des LAC werden die Druckflächen der Zylinder (Ø 150 mm, h = 300 mm) nicht abgeschliffen, sondern nach einem speziellen Verfahren aus Frankreich mit einem Mörtelgemisch aus Sand und Schwefel in Formen abgeglichen, welches zu sehr ebenen und glatten Druckflächen führt (vgl. Abbildung 4-6, rechts). Zusätzlich zur Bestimmung des E-Moduls durch Messung nach DIN EN 1352 besteht die Möglichkeit der Prognostizierung des mittleren E-Moduls E_{cm} in MPa durch Berechnung. Dabei wird nach DIN EN 1520:2007 der E-Modul rechnerisch aus der Druckfestigkeit f_{ck} und der Trockenrohddichte ρ abgeleitet:

$$E_{cm} = 10000 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \eta_2$$

Gl. 4-2

mit:

$$\eta_2 = (\rho / 2200)^2 \quad \text{für } \rho > 1400 \text{ kg/m}^3$$

$$\eta_2 = 0,64 \cdot (\rho / 2200) \quad \text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3$$

Die Abbildung 4-11 zeigt den Vergleich zwischen Messung und prognostizierten E-Modul für die untersuchten LAC- Rezepturen auf Basis von Blähton- und Blähglaszuschlägen, sowie im höheren Rohdichtebereich für Rezepturen mit Substitution von Leichtzuschlägen durch dolomitischen Kalksteinsplitt und Normalsand. Das nachfolgende Diagramm zeigt, dass die E-Module der Zylinder aus der Produktion fast exakt nach DIN EN 1520 prognostiziert werden können, da die Wertepaare (quadratisch) aus Messung und Berechnung nahe der Winkelhalbierenden im Diagramm liegen. Werden allerdings die gemessenen E- Moduli an separat im Labor hergestellten Zylindern betrachtet, so fällt auf, dass diese durch die Berechnung nach DIN EN 1520 eher unterschätzt werden. In der Abbildung liegen die Datenpunkte für die Laborproben (rautenförmig) im Verhältnis des gemessenen zum berechneten E-Modul unterhalb der Winkelhalbierenden, wobei die eingezeichnete Ausgleichsgrade für steigende E-Modul-Werte deutlich abflacht. Dies zeigt, dass mit den Berechnungsformeln der DIN EN 1520 sehr exakt für die Produktionsversuche der hier verwendeten

Leichtbetonrezepturen der E-Modul abgeschätzt werden kann, während die Abschätzung für die Laborproben eher auf der sicheren Seite liegt.

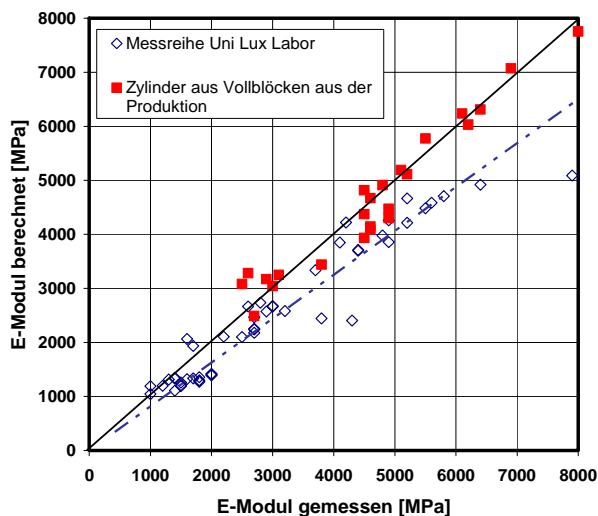


Abbildung 4-11:

Vergleich zwischen gemessenen und berechneten E-Modul nach DIN EN 1520

Somit kann für Bemessungszwecke und für die Prototypentwicklung für die untersuchten LAC Rezepturen der E-Modul gemäß (Gl. 4-2) abgeschätzt werden.

Die nachfolgende Abbildung 4-12 zeigt den berechneten und gemessenen E-Modul in Abhängigkeit der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit, sowohl für separat hergestellte wie auch kerngebohrte Zylinder aus der Produktion. Aus den Diagrammen ist ersichtlich, dass die Druckfestigkeiten der Laborzylinder (Abbildung 4-12, links) bei gleichem Rohdichtebereich deutlich geringer ausfallen, als für die Bohrkern-Zylinder gleicher Abmessungen, die der maschinellen Produktion im Fertigteilwerk

entstammen (Abbildung 4-12, rechts). Bedingt durch den Herstellungsprozess kommt es wegen der unterschiedlichen Befüllung und Verdichtung der Schalungen und der festigkeitsbildenden Ausbildung der Zementsteinmenisken zwischen den Grobzuschlägen zu den bereits zuvor erwähnten Druckfestigkeitsunterschieden im Vergleich Produktion gegenüber Laborproben. Im linear-elastischen Bereich hingegen, in dem der E-Modul ermittelt wird (Oberspannung $\sigma_{0, b} = 1/3 f_{cm}$), weisen sowohl die Laborzylinder wie auch die Zylinder aus der Produktion E-Moduli in einem gleichen Wertebereich in Abhängigkeit ihrer Druckfestigkeit auf (vgl. Abbildung 4-12, unten).

Das bedeutet, dass wegen der gleichen Rezeptur für die beiden Herstellungsprozesse und nur geringfügig niedrigeren Rohdichten der LAC für die Laborproben im linear-elastischen Bereich auch ein gleiches Dehnungsverhalten resultiert, welches sich in annähernd gleichen E-Modul-Werten widerspiegelt.

Zur Verdeutlichung dieses Sachverhaltes ist in der Abbildung 4-13 auszugsweise für den Rohdichtebereich von 550 bis 1000 kg/m³ das Verhältnis von Trockenrohddichte zur Druckfestigkeit und E-Modul-Werten dargestellt. Im unteren Rohdichtebereich von 500 bis 800 kg/m³ (Rezepturen A2 und M2) zeigt sich, dass mit steigender Rohddichte auch die Druckfestigkeit und der E-Modul in Abhängigkeit der Rohddichte wie erwartet ansteigen.

Somit spiegelt sich auch tendenziell der Einfluss der niedrigeren Festigkeiten der Laborzylinder im gemessenen statischen E-Modul wider. Gemäß den vorliegenden Untersuchungen nimmt der Einfluss der Druckfestigkeit auf den E-Modul im Vergleich Produktion/ Labor nach den vorliegenden Untersuchungen mit steigender Rohddichte ab. Exemplarisch sei hier die Mischungsrezeptur A1 in einem Rohdichtebereich von 900 bis 980 kg/m³ angeführt. Dies bedeutet, dass ab einer Rohddichte von ca. 850 kg/m³ die Längsstauchungen weniger von der Verdichtung und sich einstellenden Haufwerksporigkeit sowie der Güte des Punkt- zu- Punkt- Kontaktes zwischen den Zuschlägen abhängen. Vielmehr ist davon auszugehen, dass die Längsstauchungen von LAC- Betonen von der Zuschlagsart und deren Anteil in der Mischungszusammensetzung beeinflusst werden.

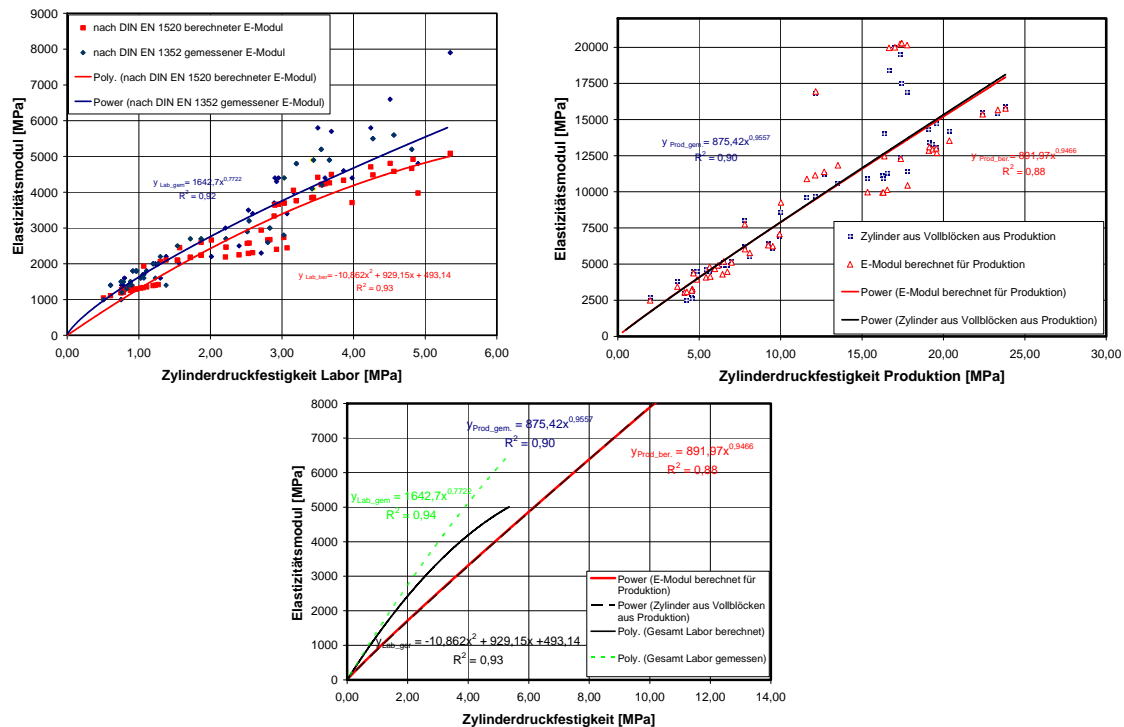


Abbildung 4-12: E-Modul für Zylinderproben der Rohdichteklassen 0,5 bis 2,0 nach DIN EN 1352 und des rechn. prognostizierten Wertes nach DIN EN 1520 in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit für Laborzylinder (o.l.) und Produktion (o.r.); Vergleich (unten)

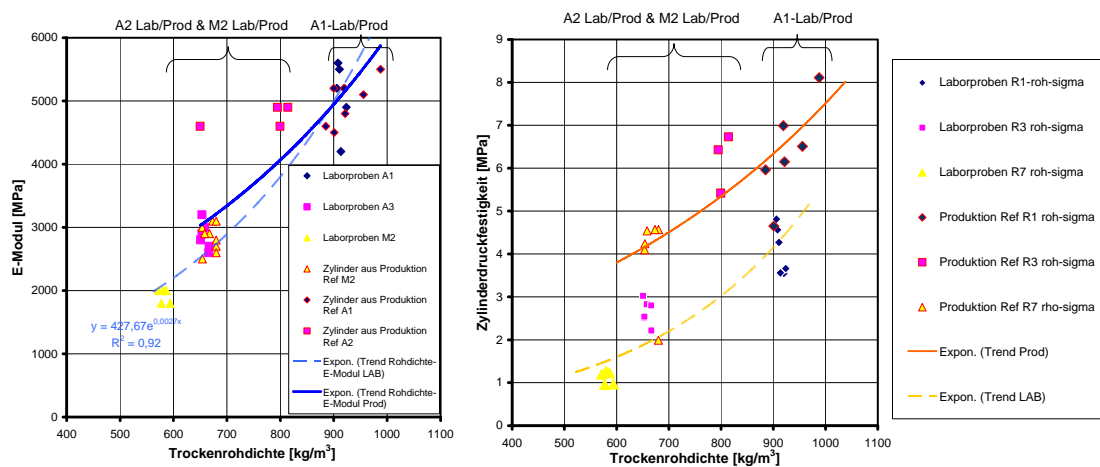


Abbildung 4-13: Separate Laborzylinder und aus Vollsteinen gebohrte Zylinder; Gegenüberstellung des gem. E-Moduls und Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Trockenrohddichte

4.8.2 Vergleich normativer Ansätze mit experimentell bestimmten Spannungs-Dehnungs-Linien aus einaxialen Druckprüfungen an Zylindern

Zur Beschreibung der Tragfähigkeit von Bauteilen aus LAC, wie auch zur Beurteilung der Querschnittstragfähigkeit von Leichtbetonwandscheiben und –Mauersteinen ist die genaue Kenntnis der Druckspannungs-Dehnungs-Linie (SDL) von größter Bedeutung (vgl. Kapitel 2.3). Nur durch die genaue Kenntnis des Verlaufs der SDL kann das elastische wie plastische nichtlineare Materialverhalten wirklichkeitsnah beschrieben werden. Der Literatur konnten jedoch nur zwei SDL speziell für LAC mit Rohdichten $> 1000 \text{ kg/m}^3$ entnommen werden [Thi05]. Deshalb wurden eigene Versuche an Zylindern (150/300 mm) mittels Dehnmessstreifen (DMS) durchgeführt. Die Diagramme in Abbildung 4-14 zeigen sowohl die für unterschiedliche Rohdichten der LAC gemessenen Kurven, als auch eine bezogene dimensionslose Darstellungsweise der Spannungs-Dehnungs-Linien. Die

dimensionslose Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung ermöglicht einen direkten Vergleich mit den bereits bekannten normativen Ansätzen aus Kapitel 2.3 z.B. nach DIN 1045-1 für gefügedichte Betone bzw. DIN EN 1520 für haufwerksporige Leichtbetone (LAC). Die experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien weisen in Abhängigkeit der Rohdichte stark unterschiedliche Verläufe und Anfangssteigungen auf, die in der bezogenen dimensionslosen Darstellungsweise durch den Ursprungsmodul k_0 beschrieben werden können. Dieser dimensionslose Parameter k_0 ist in Kapitel 2.3 näher definiert und mit Literaturangaben belegt. Er beschreibt die Variation der Steigung im Ursprung und den Verlauf des abfallenden Astes durch das Verhältnis des Ursprungsmoduls E_0 zum Sekantenmodul bei Erreichen der Druckfestigkeit f_c bzw. f_{cm} (Betrachtung des Mittelwertes einer Prüfserie). Nachfolgend ist noch mal die Bestimmungsgleichung von k_0 gemäß Kapitel 2.3 wiedergegeben:

$$k_0 = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_f}{f_c}$$

Gl. 4-3

mit:

ε_f Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit (s. Kap. 2.3)

Das Stoffgesetz nach DIN 1045-1 entspricht im Wesentlichen dem Materialansatz nach Krietschig /Kri76/, der für Mauerwerk entwickelt wurde ($k_0=2$). Leichtbetone mit Rohdichten deutlich unter 900 bzw. je nach verwendeten Zuschlägen 1000 kg/m³ sind dabei sehr gut durch die bilineare Spannungs-Dehnungs-Kennlinie der DIN EN 1520 beschreibbar, wohingegen LAC > 1000 kg/m³ gemäß den eigenen Untersuchungen eher dem Ansatz der DIN 1045-1 (Normalbeton) ähneln, wenn man von der geringeren Bruchdehnung und Völligkeit des Kurvenverlaufs absieht (vgl. Abbildung 4-14, unten).

Das veränderte Dehnungsverhalten von LAC gegenüber Normalbeton kann allerdings durch Anpassung der Werte für den Parameter k_0 an das sprödere Materialverhalten zwischen 1 und 2 (vgl. /Glo04/) berücksichtigt werden. Somit können folglich mehrere Einflussgrößen wie die veränderte Anfangssteigung, die Variation der Völligkeit der SDL und auch der stärkere Abfall der Materialkennlinie nach Erreichen der maximalen Festigkeit der verschiedenen LAC-Rezepturen in Abhängigkeit ihrer Rohdichte und das sprödere Materialverhalten gegenüber gefügedichten Normalbeton über einen einzigen Parameter praxisgerecht und wirklichkeitsnah idealisiert werden. Der Vergleich der berechneten idealisierten Spannungs-Dehnungs-Linie mit den gemessenen Kennlinien in Abbildung 4-14 zeigt, dass ein Faktor von 1,25 das reale Baustoffverhalten der untersuchten LAC- Betone sehr gut wiedergibt.

In der DIN 1045-1 wird zwischen der Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung sowie für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung (s. Kapitel 2.3.4 und 2.3.3) unterschieden. Maßgebend für die weiteren Untersuchungen innerhalb der Arbeit zur Querschnittstragfähigkeit von Innenstegen in Lochsteinen ist aber der Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Form eines Parabel-Rechteck-Diagramms nach DIN 1045-1. Außerdem dürfen nach DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.1 (7) die Formänderungen auf der Grundlage von Bemessungswerten, die auf Mittelwerten der Baustoffkennwerte (z.B. E_{cm} , f_{cm}) beruhen, ermittelt werden. Dieses Vorgehen wurde auch innerhalb dieser Arbeit gewählt.

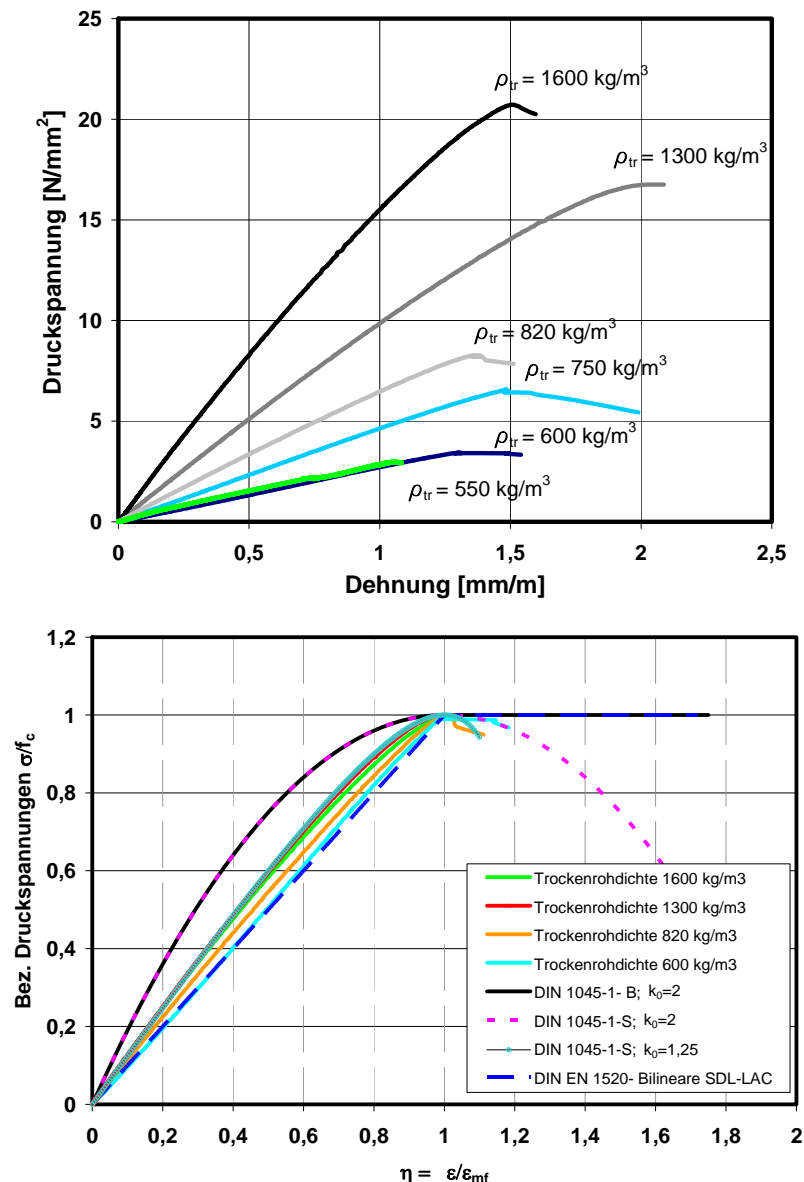


Abbildung 4-14: oben: Gemessene Spannungs-Dehnungs-Linien für LAC mit Trockenrohdichten von $550 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 1600 \text{ kg/m}^3$; unten: Bezogene dimensionslose Darstellung der Messkurven gegenüber normativen Ansätzen und Variation des Ansatzes der DIN 1045-1 über k_0

4.8.3 Querdehnzahl für verschiedene LAC-Rezepturen

Zu Bemessungszwecken wird meist die Querdehnzahl μ (Poisson's ratio) zu 0,2 sowohl für gefügedichte Betone (DIN 1045-1), wie auch für LAC (DIN EN 1520) angenommen. Jedoch weisen die in der Literatur angegebenen Wertebereiche für Normalbeton- wie auch gefügedichten Leichtbeton (/Fau03/, /Guo02/, /Mül98/, /ELC00/) Schwankungsbreiten zwischen $0,15 \leq \mu \leq 0,25$ auf. Anhaltswerte bzw. direkte Messwerte für haufwerksporige Leichtbetone unterschiedlicher Rohdichteklassen konnten der Literatur nicht entnommen werden. Lediglich Kvande /Kva01/ untersuchte in seiner Arbeit die Querdehnzahl an kleinformatigen Mauerwerkswänden aus Vollsteinen aus LAC der Rohdichte von ca. 770 kg/m^3 auf Basis von LECA- Blähtonzuschlägen, wobei bei diesen Untersuchungen der Einfluss von Lager- und Stoßfugen mit erfasst wurde und die Querdehnung der Wand entscheidend von den verwendeten Mörteltypen beeinflusst wird. Ein reiner Materialparameter z.B. für Bemessungszwecke und zur Berechnung von Steinen aus LAC mittels der Finiten- Elemente- Methode kann so nicht abgeleitet werden. Allgemeingültige Werte können somit nicht über einen bestimmten Rohdichtebereich in Abhängigkeit der Zuschlagsart erzielt werden, denn die Rezeptur, das Betonalter und der Feuchtegehalt haben einen entscheidenden Einfluss auf die Querdehnzahl /Kva01/, /ELC00/.

/Schle75/. An drei Probekörpern des gleichen Materials mit Lagerfuge ermittelte Kvan-
de Querdehnzahlen im Bereich von 0,12 bis 0,22. Der Variationskoeffizient bei dieser Versuchsserie
betrug 31 %.

Anzumerken ist, dass eine entsprechende Norm zur Bestimmung der Querdehnzahl für Beton auf
deutscher und europäischer Ebene nicht existiert. Deshalb haben sich unterschiedliche Prüfmetho-
den entwickelt, wobei die Querdehnzahl in manchen Literaturstellen sowohl an Würfeln, wie auch an
Zylindern ermittelt wird. Meist wird jedoch die Querdehnzahl bei einem Druckversuch mittels DMS
oder während der E-Modul-Prüfung durch ein Messequipment an Zylindern ermittelt (vgl. Abbildung
4-15 und Abbildung 4-20).

Deshalb wurden innerhalb der Arbeit die Querdehnungen nach mehreren Prüfverfahren, sowohl zu
Beginn der Leichtbetonentwicklungen an Würfeln während des Druckversuch nach 28-Tagen, wie
auch an Zylinder in Anlehnung an die amerikanische Prüfnorm ASTM C 469-02 zur Bestimmung des
statischen E-Moduls und der Querdehnung für Normalbetone mittels Dehnmesstreifen (DMS) und
einer speziellen Messeinrichtung mittels punktförmig angeordneten induktiven Wegsensoren (DD1) an
Zylindern (150/300 mm) während der E-Modul-Prüfung nach DIN EN 1352 gemessen. Die
Querdehnzahl μ wird für alle drei Testmethoden allerdings abweichend von ASTM C 469-02, aus den
bei einer oberen Prüfspannung von 1/3 der max. Druckfestigkeit resultierenden Längs- und
Querdehnungen ($\mu_{33,Zyl}$) berechnet. Dieses Vorgehen entspricht der Prüfmethodik, die auch in /Mül98/
/Bra08/ und /Fau03/ Anwendung findet.

$$\mu = \mu_{33,Zyl} = \frac{\varepsilon_{qo}}{\varepsilon_{lo}}$$

Gl. 4-4

mit:

ε_{qo} Querdehnung an der oberen Prüfspannung

ε_{lo} Längsdehnung an der oberen Prüfspannung (1/3 f_c)

Im Folgenden wird die Messtechnik vorgestellt, mit der die Querdehnungen und Längsstauchungen
von ausgewählten Leichtbetonen im Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³ aus der
Rezepturenentwicklung gemessen wurden. Gemäß den Beschreibungen zur experimentellen
Bestimmung der Querdehnzahl entsprechend den Literaturstellen /Fau03/, /Mül98/ und /ELC00/
wurden kraftgesteuerte, zentrische Druckversuche durchgeführt, wie sie auch bei der E-Modul-
Prüfung nach DIN EN 1352 bis zu 1/3 der Zylinderdruckfestigkeit angewendet werden (s. Abbildung
4-15, rechts). Getestet wurden Zylinder aus verschiedenen Leichtbetonrezepturen, die in einem
Großversuch in der Produktion im Fertigteilwerk hergestellt wurden. Sie weisen Prüfrohdichten
(lufttrocken) im Bereich von 950 bis 1850 kg/m³ auf. Die nachfolgende Abbildung 4-15 zeigt
exemplarisch einen mit DMS- bestückten LAC- Zylinder in der Prüfeinrichtung und schematisch die
Probenabmessungen mit der Position der applizierten DMS. Rechts in der Abbildung ist die zeitliche
Entwicklung der Längs- und Querdehnungen in Abhängigkeit der Druckspannung dargestellt, die
durch eine externe Kraftmessdose (200 kN) während der E-Modul-Messung erfasst wurde. Pro
getesteten Zylinder aus LAC wurden 4 DMS des Typs 100/120LY41 von HBM zur Längs- und
Querdehnungsmessung verwendet.

Die Genauigkeit der eingesetzten Messtechnik wurde anhand des Verhältnisses der sich aus den
Druckspannungen und Längsdehnungen ergebenden E- Moduli überprüft. Die mittels DMS ermittelten
E- Moduli wurden zu Vergleichszwecken den zuvor am gleichen Prüfkörper gemessenen E-Modul-
Werten mit induktiven Dehnungsaufnehmern des Typs DD1 gemäß einer kommerziell auf dem Markt
befindlichen Messtechnik gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt eine Abweichung der mittels
unterschiedlicher Messtechnik erfassten E- Moduli in einer Größenordnung von unter 7%. Dieser Wert
wird als hinreichend genau angesehen, wenn man bedenkt, dass die E-Module auch nach der
Leichtbetonnorm selbst für geringe Werte z.B. um die 2000 N/mm² stets auf 100 N/mm² zu runden

sind. Wird z.B. ein Versuch mit einer Standard-Messtechnik am gleichen Zylinder direkt nacheinander wiederholt, ergeben sich auch dort bereits Unterschiede in den Messergebnissen von bis zu ca. 10% (auch für Normalbeton). Die gemessenen Querdehnungen liegen dabei für alle 3 verschiedenen Leichtbetone im Bereich von 70 - 90 $\mu\text{m}/\text{m}$.

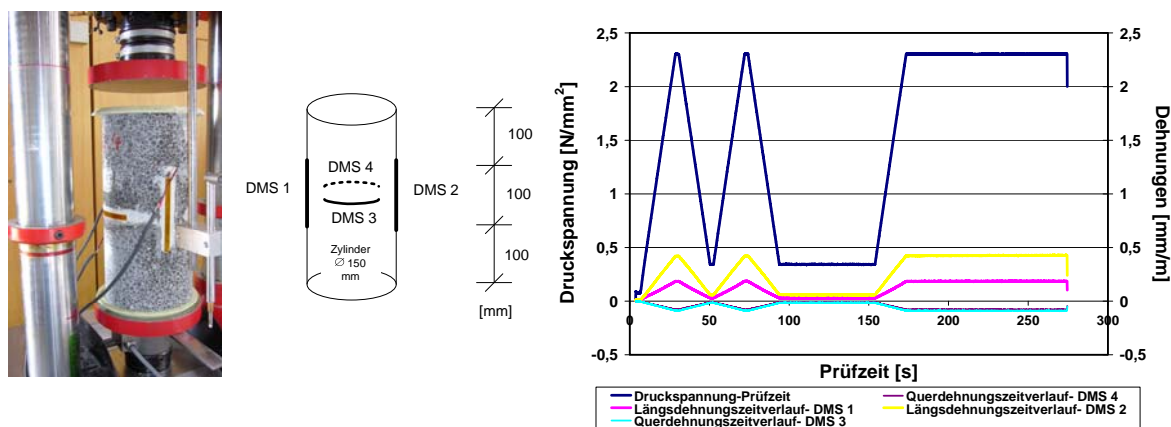


Abbildung 4-15: Prüfkörper zur Ermittlung des Querdehnverhaltens für verschiedene Rohdichteklassen
rechts: Belastungs-Zeit-Kurve gemäß E-Modul-Test für LAC nach DIN EN 1352 mit
Darstellung des Längs- und Querdehnungsverlaufs in Abhängigkeit der Druckspannung

Ausgewertet wird die Querdehnzahl μ entsprechend der Gleichung Gl. 4-4 als Verhältnis der Querdehnungen zu den Längsdehnungen innerhalb der letzten 30 Sekunden während des E-Modul-Versuchs an der oberen Prüfspannung. Dies entspricht prinzipiell dem Vorgehen der E-Modul-Ermittlung nach den Prüfnormen für LAC und ist identisch zur Vorgehensweise in /Mül98/.

Die Abbildung 4-16 zeigt die Auswertung der Querdehnzahl für eine Probe der Mischung P1 aus einem Produktionsversuch auf Basis von Blähtonzuschlägen mit einer Trockenrohddichte von ca. 800 bis 850 kg/m^3 (s. Tabelle 4-2). Die gemessene Querkontraktionszahl ergibt sich zu $\mu=0,28$. Sie liegt somit außerhalb der großzügig formulierten Schwankungsbreite in der Literatur, z.B. nach /ELC00/ und Model Code 90 des Bulletin 8 /FIB00/ für gefügedichte Betone von $0,15 \leq \mu \leq 0,25$. Bei diesen Untersuchungen zeigt sich, dass für LAC besonders auf Basis von Blähtonzuschlägen mit Zementgehalten $< 250 \text{ kg}/\text{m}^3$ tendenziell mit einer Querdehnzahl von 0,25 bis 0,28 zu rechnen ist (vgl. Tabelle 4-6). Diese Werte scheinen allerdings plausibel, auch wenn in DIN EN 1520 zur Bemessung von LAC ein fester Wert gemäß dem für Normalbeton von 0,2 angegeben wird. In der Literatur /Fau03/ wird zur Beschreibung des Tragverhaltens auf Druck von gefügedichtem Leichtbeton für den Leichtzuschlag aus Blähton auch eine Querdehnzahl von $\mu_a=0,28$ und getrennt für die Zementsteinmatrix $\mu_m=0,2$ angesetzt. Folglich lassen sich so die höheren Querdehnzahlen von LAC im unteren Rohdichtebereich erklären, wo aufgrund des hohen Anteils an weniger steifen Leichtzuschlägen und durch die haufwerksporige Struktur die Querdehnungen größer ausfallen, als bei gefügedichten Betonen.

Diese Erklärung wird vor allem für LAC- Betone im höheren Rohdichtebereich $> 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$ bestätigt, wo sukzessiv Leichtsand- und Blähtonzuschläge gegen Normalsand- und Kalksplitt volumetrisch ausgetauscht und die Haufwerksporigkeit dadurch reduziert wurde. Für diese Mischungsrezepturen (z.B. MS1 und MS2, s. Tabelle 4-2) ergeben sich Querdehnzahlen im Bereich von 0,19 bis 0,22, die sich somit im aus der Literatur bekannten Wertebereich von $0,15 \leq \mu \leq 0,25$ für gefügedichte Betone /MC90/, /Fau03/ bewegen (vgl. Abbildung 4-17 und Abbildung 4-18).

Dieses Untersuchungsergebnis deckt sich generell auch mit Untersuchungen von Faust /Fau03/, welche allerdings an *gefügedichten, konstruktiven Leichtbetonen* (LC, ALWAC - mit Leichtsand, SLWAC mit Natursand) durchgeführt wurden. Für Leichtzuschläge mit geringeren Kornrohddichten ρ_a resultieren tendenziell höhere Querdehnzahlen als für höhere Kornrohddichten (vgl. Abbildung 4-19).

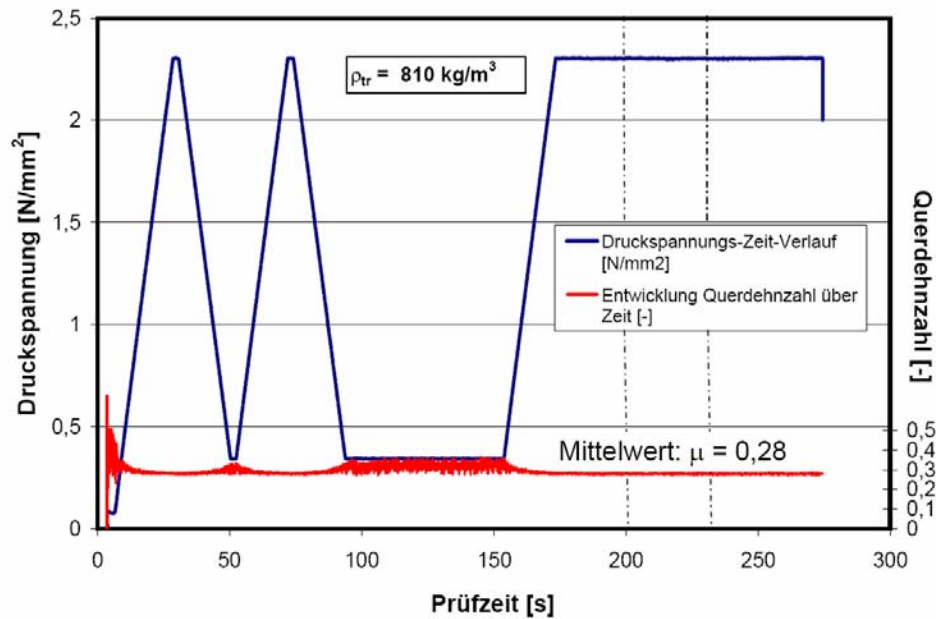


Abbildung 4-16: Entwicklung der Querdehnzahl in Abhängigkeit der Druckspannung und der Prüfzeit – Zylinder der Rezeptur P1 (Prüfrohddichte 950 kg/m³)

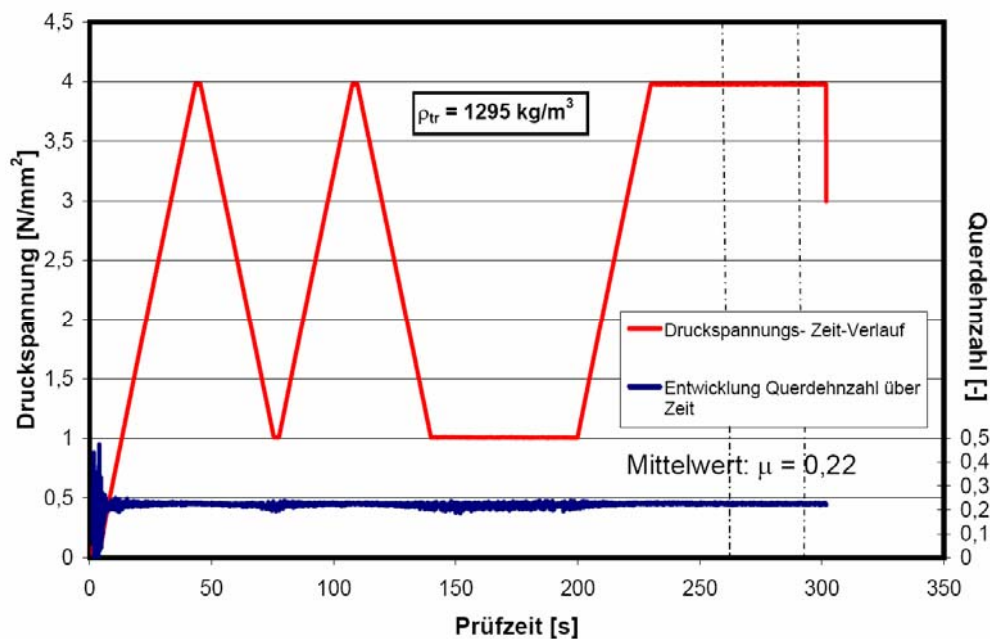


Abbildung 4-17: Entwicklung der Querdehnzahl in Abhängigkeit der Druckspannung und der Prüfzeit – Zylinder der Rezeptur MS1 (Prüfrohddichte 1450 kg/m³)

Nach *Faust* /Fau03/ sinkt durch die Verwendung von Natursand (SLWAC) für *gefügedichte Leichtbetone* die gemessene Querdehnzahl bei 1/3 der max. Druckspannung tendenziell gegenüber Rezepturen mit Leichtsand als Feinzuschlag (ALWAC). Gleiches kann also auch für haufwerksporigen Leichtbetone nur in einem verschobenen höheren Wertebereich beobachtet werden, da für die Rezepturen MS1 bis MS3 sukzessiv die Rohddichte durch die Hinzugabe von Moselsand erhöht wurden. *Faust* kommt zu dem Schluss, dass die entscheidende Größe die Art des Feinzuschlages ist.

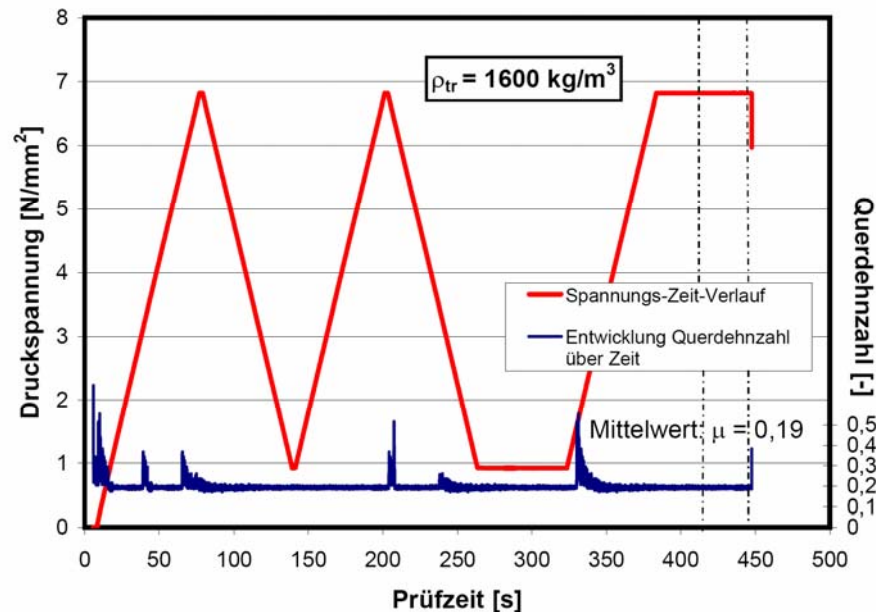


Abbildung 4-18: Entwicklung der Querdehnzahl in Abhängigkeit der Druckspannung und der Prüfzeit – Zylinder der Basisrezeptur MS2 (Prüfrohdichte 1700 kg/m^3)

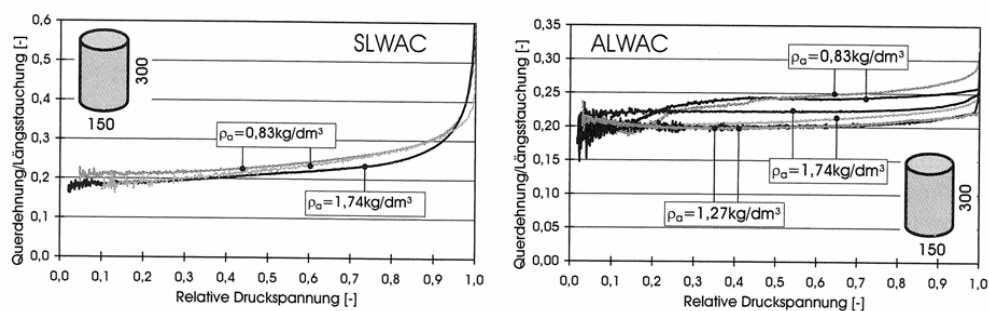


Abbildung 4-19: Entwicklung der Querdehnzahl verschiedener SLWAC und ALWAC in Abhängigkeit der relativen Druckspannung – Einfluss des Grob- und Feinzuschlags auf die Querdehnung aus /Fau03/

Zusätzlich zu den Messungen der Querdehnzahl an Würfeln und den DMS-Messungen an Zylindern aus den in Großversuchen der Produktion gefahrenen Mischungsrezepturen P1 und MS1 bis MS2, wurden für einige der Mischungsrezepturen A1 bis M4 (s. Tabelle 4-2) zu einem deutlich späteren Zeitpunkt als nach 28 bzw. 56 Tagen (> 450 Tage) stichprobenartig die Querdehnzahlen überprüft. Die Querdehnzahl wird dabei während der E-Modulprüfung mittels induktiven Wegsensoren (DD1) bestimmt (s. Abbildung 4-20).

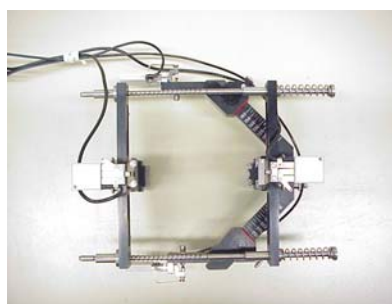


Abbildung 4-20: Kommerzielles Messequipment zur Bestimmung der Querdehnzahl μ im Zuge der E-Modul-Prüfung

Dabei muss beachtet werden, dass das Betonalter auch einen Einfluss auf das Dehnungsverhalten der Betone hat /Kva01/. Durch die in der nachfolgenden Tabelle 4-6 dargestellten Ergebnisse an Zylinderproben aus LAC auf Basis von Leichtzuschlägen aus Blähglas und Blähton sollen die genaueren Messungen mittels DMS überprüft werden. Zudem liefern diese zusätzlichen Messungen eine

breitere Datenbasis für die statistisch abgesicherte analytische Beschreibung und Bemessung von

Bauteilen aus LAC, um qualitative Aussagen zur Größenordnung der zu erwartenden Querdehnzahlen für den jeweiligen Rohdichtebereich und Zuschlagsart angeben zu können.

Auch bei diesen Messungen zeigt sich, dass die Querdehnzahl für haufwerksporige Leichtbetone bei der Auswertung an der oberen Prüfspannung bei der E-Modul-Prüfung für Rohdichten $< 1000 \text{ kg/m}^3$ und ohne Normalsandgehalt im höheren Wertebereich von $0,22 \leq \mu \leq 0,3$ liegen wird. Durch die Zugabe von Normalsand als Feinzuschlag wird die Querdehnzahl auch für Rohdichten $< 1000 \text{ kg/m}^3$ deutlich gesenkt. Besonders hohe Werte der Querdehnzahl weisen Rezepturen auf Blähtonbasis auf (vgl. A1 und A2). Durch die Zugabe von zusätzliches feinkörniges Blähglas und Normalsand in den LAC- Mischungen wird die Querdehnzahl nach den vorliegenden Stichproben eher gesenkt (Mix-Rezepturen M2, M3 und M4). Dies deckt sich auch mit Aussagen von Bonzel /Bon71/ zu Normalbeton. Er untersuchte die Variation der Zementleimmenge auf das Verformungsverhalten und stellte fest, dass sowohl die Krümmung der Querdehnungsverläufe, als auch die Volumenzunahme in dem Umfang abgeschwächt wird, wie der Zementstein mit abnehmendem Zuschlagsgehalt an Bedeutung für die Verformung gegenüber den Zuschlägen gewinnt.

Tabelle 4-6: Ermittelte Querdehnzahlen $\mu_{33,\text{Zyl}}$ für unterschiedliche LAC- Rezepturen auf Basis von Blähton und Blähglas sowie Leicht- und Normalsand (Betonalter > 450 Tage)

LAC-Rezeptur		Mittelwert der Trockenrohddichte [kg/m^3]	gem. Querdehnzahl $\mu_{33,\text{Zyl}}$ [-] (Mittelwert aus 2-3 Einzelwerten)
Laborzylinder	B2- Blähglas	520	0,24
	B5- Blähglas/Normalsand	820	0,22
	B4 Blähglas /Normalsand	950	0,24
	B6 Blähglas /Normalsand	1080	0,18
	M3 Mix-Blähglas/-ton / Normalsand	725	0,16
	M4- Mix-Blähglas/-ton/ Normalsand	805	0,16
Zylinder aus Produktionsversuch	A1 Prod V1 & V2 Blähton	860 & 950	0,27 & 0,2
	A2 Blähton	800	0,3
	M2 Mix – Blähglas/-ton	675	0,23

Abschließend ist festzuhalten, dass für LAC gerade auf Basis von groben Blähtonzuschlägen und hoher Haufwerksporigkeit mit Trockenrohddichten unter 1000 kg/m^3 die Querdehnzahl tendenziell im Bereich von 0,25 bis 0,28 anzusetzen ist. Für Leichtbetone, wo sukzessiv Leichtsand- und grobe Blähtonzuschläge gegen Normalsand und Kalksplitt volumetrisch ausgetauscht werden, ergeben sich aufgrund der dichteren Gefügestruktur und der Zunahme an Feinstoffen Querdehnzahlen im Bereich von 0,19 bis 0,22. Für die untersuchten Mix-Rezepturen aus Blähglas und Blähton M3 und M4 kann dieser Wert bis auf 0,16 absinken und liegt somit im unteren Bereich der in der Literatur genannten Bandbreite von $0,15 \leq \mu \leq 0,25$.

Dieses Ergebnis ist auch für die Bemessungspraxis dienlich, um aus den Druckbelastungen von kompakten Bauelementen oder Proben wie Würfeln, Zylindern und Vollsteinen, die resultierenden

Querdehnungen infolge der vertikalen Belastung und damit folglich die Querkzugspannungen im Bauteilquerschnitt abschätzen zu können. Die Querkzugspannungen sind letztendlich für das Versagen von Betonen unter Druckbelastung verantwortlich, da durch die Ausbildung von Mikrorissen in der Gefügestruktur das innere Tragsystem aus Zementstein bzw. Punkt- zu- Punkt- förmiger Verkittung der Zuschläge und Leichtzuschläge selbst versagt. Für die weiterführenden Untersuchungen in Kapitel 5 an kleinformatigen Wandscheiben und Proben aus Mauersteinausschnitten der Mischungsrezeptur P1 mit Blähtonzuschlägen und einer Trockenrohddichte von 800 bis 850 kg/m³ wird daher zur Modellierung des Tragverhaltens und zur Bemessung der Querschnittstragfähigkeit eine aus den Versuchen an Blähtonbetonen erzielte mittlere Querdehnzahl von 0,25 zu Grunde gelegt.

4.8.4 Biegezugfestigkeit

Vergleich zwischen gemessenen und prognostizierten Werten

Mauerwerk, Mauersteine und natürlich auch der Baustoff Beton, wie hier im Speziellen der haufwerksporige Leichtbeton weisen im Allgemeinen eine geringe Zugfestigkeit im Vergleich zur Druckfestigkeit auf. Bei Normalbeton wird allgemein als Faustregel angenommen, dass die Zugfestigkeit 1/10 der Druckfestigkeit beträgt. Für das Versagen im Druckversuch an kompakten Probekörpergeometrien wie Würfeln, Vollsteinen und Zylindern ist die Zugfestigkeit des Betons maßgebend, weil der Beton i.d.R. aufgrund von Querkzugspannungen versagt. Die Querkzugspannungen bilden sich aufgrund des Lastabtrags im Betongefüge über die Zuschläge parallel zur Belastungsrichtung in Folge von Querdehnungen des Materials im ungestörten Bereich außerhalb der Lasteinleitungsplatten aus. Dies wird auch im Schema zum Lastabtrag in der Gefügestruktur von LAC nach *Sagmeister /Sag99/* (Abbildung 2- 16) sichtbar.

Da in der aktuellen Normung, wie in Kapitel 2.1.5 beschrieben, für haufwerksporigen Leichtbetone weder eine Regelung zur Durchführung von zentrischen Zugversuchen, noch empirische Ansätze zur direkten Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit existieren, wurde die normativ für LAC festgelegte Biegezugfestigkeit an Balken und kleinformatigen Prismen experimentell bestimmt. Für LAC ist praxisrelevant die Biegezugfestigkeit genormt, da diese generell höher als die zentrische Zugfestigkeit von Betonen ist und für die Beurteilung des Tragverhaltens von unbewehrten Wandscheiben aus LAC herangezogen wird (vgl. Kapitel 2.2). Zu diesen weiterführenden Tests wurden allerdings nur diejenigen Mischungsrezepturen ausgewählt, die für die Prototypentwicklung aufgrund ihres zuvor geprüften Lambda-Rohddichte-Festigkeitsverhältnisses interessant erschienen und Gegenstand von Großversuchen in der Produktion waren. Dies sind die Rezepturen P0 und P1, sowie MS1 bis MS3.

Zum einen werden die Biegezugprüfungen nach der für LAC geltenden Norm DIN EN 1521 an Balken der Abmessungen 100 x 100 x 400 mm³, die aus den Fertigteilen der Produktion geschnitten sind, im Vierpunkt-Biegezugversuch durchgeführt. Die so gewonnenen experimentellen Ergebnisse werden der nach DIN EN 1520 prognostizierbaren Biegezugfestigkeit für LAC gegenübergestellt. Dadurch soll die Güte des empirischen Ansatzes nach DIN EN 1520 zur genauen mathematischen Beschreibung der Biegezugfestigkeit für die in dieser Arbeit entwickelten Leichtbetonrezepturen überprüft werden.

Die Abbildung 4-21 zeigt den Vergleich zwischen den nach DIN EN 1521 gemessenen Biegezugfestigkeiten für ausgesuchte Leichtbetonrezepturen auf Basis von Blähton an Balken der Abmessungen 100 x 100 x 400 mm³ zu den prognostizierten Werten nach DIN EN 1520. Die Biegezugfestigkeiten können gemäß der normativen Regelung in Abhängigkeit der mittleren Druckfestigkeit f_c der Betone und deren Trockenrohddichte ρ wie folgt berechnet werden (s. auch Kapitel 2.1):

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_c^{2/3} \cdot 0,78 \quad \text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Gl. 4-5}$$

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_c^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6 \cdot \rho / 2200) \quad \text{für } \rho > 1400 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Gl. 4-6}$$

Zum anderen werden vergleichend die Angaben aus den Literaturstellen /Gol08/ und /Thi05/ ausgewertet. Der Variationskoeffizient liegt bei den eigenen Untersuchungen unterhalb von 20%, während die Testresultate nach /Gol08/ bereits einen Koeffizienten von 25% aufweisen. Selbst bei diesem höheren Variationskoeffizienten schätzt Goltermann /Gol08/ die empirische Formel nach EN 1520 zur wirklichkeitsnahen Vorhersage der Biegezugfestigkeit als akzeptabel ein. Der Vergleich mit den Literaturangaben verdeutlicht, dass die eigenen Leichtbetone sehr gut durch das Verhältnis von gemessener zu prognostizierter Biegezugfestigkeit $f_{t,flk}$ beschrieben werden können. Die so prognostizierten Biegezugfestigkeiten dienen im weiteren Verlauf der Arbeit als Eingangs- bzw. einfach zu bestimmende Basiswerte zur Vorhersage der Traglast von Mauersteinsystemen bzw. Wandscheiben, die aus Längstegen von Lochsteinen entnommen werden.

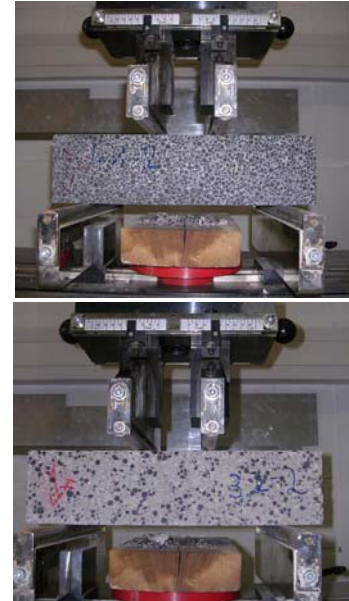
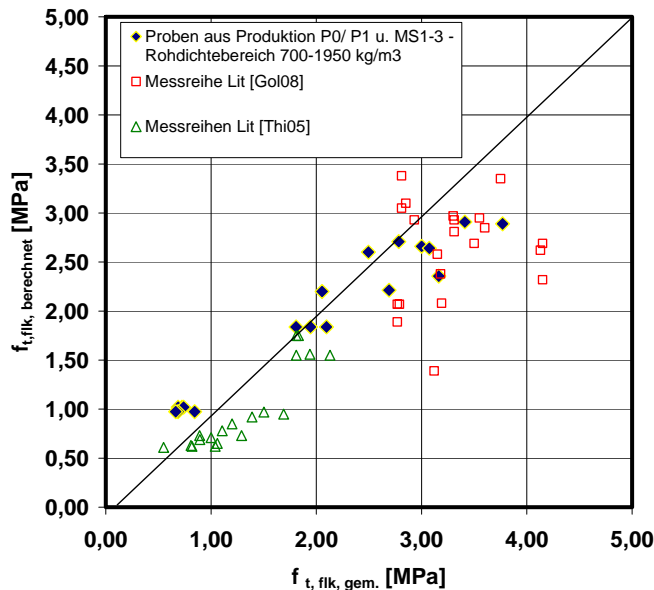


Abbildung 4-21: Vergleich zwischen gemessenen und nach DIN EN 1520 prognostizierbarer Biegezugfestigkeit; links: Darstellung der Balken bei dem 4- Punkt- Biegezugversuch

• Einfluss der Auflagerung und des Größeneffekts

Neben diesen bereits genormten Prüfkörpern in Form von Balken wurden zudem auch Prismen der Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ getestet, um einen Einfluss eines Geometrie- bzw. Größeneffektes auf die Biegezugfestigkeit zu untersuchen. Zu beachten ist, dass gerade bei klassischen monolithischen Wärmedämmsteinen mit Lochung bzw. Schlitz (Vbl SW 2) das Tragsystem aus vielen filigranen Längs- und Querstegen besteht, deren Tragverhalten in dieser Arbeit mittels eines analytischen Modellansatzes (vgl. Kap. 5 und 6) auf Basis der empirisch ermittelten Materialkennlinien beurteilt wird. Daher ist die Frage interessant, inwiefern sich bei gleicher Mischungsrezeptur und Herstelltag die Schlankheit z.B. eines Steges auf die Biegezugfestigkeit auswirkt. Dazu werden die Ergebnisse von Normbalken mit denen von Prismen im Dreipunkt-Biegezugversuch verglichen (s. Abbildung 4-22 und Abbildung 4-23).



Abbildung 4-22: Bruchbilder als Vergleich zwischen gemessenen 4-Punkt und 3-Punkt-Biegezugfestigkeiten an Balken

Aus diesen Tests kann parallel durch den Vergleich der Dreipunkt- mit den Vierpunkt-Biegezugversuchen an Normbalken ein Umrechnungsfaktor von 1,1 bis 1,2 zur Bestimmung der Dreipunkt- aus der Vierpunktbiegezugfestigkeit für haufwerksporige Leichtbetonbalken abgeleitet werden (Mittelwert 1,15). Dieser Faktor wird aus den für die jeweiligen Mischungsrezepturen gebildeten Verhältniswerten der jeweils an einer Prüfserie aus 6 Balken getesteten mittleren Biegezugfestigkeiten berechnet.

$$f_{t,fl,3P} = 1,15 \cdot f_{t,fl,4P} \quad \text{für } 700 \leq \rho \leq 1950 \text{ kg/m}^3 \text{ getestet} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Dies deckt sich auch mit Literaturangaben /Fau03/ für gefügedichte Leichtbetone, wonach der Umrechnungsfaktor in einem Bereich von 1,1-1,3 liegen soll.

Bezüglich des Größeneffekts kann für die untersuchten Leichtbetonrezepturen eine Erhöhung der Biegezugfestigkeit für die Prismen im Vergleich zu den Balken von im Mittel 1,7 festgestellt werden.

$$f_{t,fl,3P,Prisma} = 1,7 \cdot f_{t,fl,3P,Balken} \quad \text{für } 700 \leq \rho \leq 1950 \text{ kg/m}^3 \text{ getestet} \quad \text{Gl. 4-8}$$

Nähere Erläuterungen zum Einfluss der Probengröße sind im Anhang C.1.1 dargestellt.

• Versagenskennlinien im Biegezugversuch

Für die Mischungsrezeptur im Produktionsversuch P1, die besonders für die Auswertung der experimentell bestimmten Traglasten in Kapitel 5 von Interesse ist, werden weiterhin für eine Prüfserie die Kraft-Durchbiegungskurve während der Biegezugprüfung mittels extern am Prüfstand installierten Kraft- und induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Anhand des Kurvenverlaufs im Diagramm in Abbildung 4-23, rechts erkennt man, dass alle drei Proben vor Einsetzen des Bruchs mit 0,5 bis 0,7 mm stärker durchbiegbar sind, als dies für ein relativ sprödes Material wie dem Leichtbeton zu erwarten wäre. Das Versagen durch Rissaufweitung in der Zugzone geschieht entsprechend für sprödes Materialverhalten schlagartig. Deshalb kommt es auch zu stärkeren Streuungen bei Erreichen der Bruchlast (s. Abbildung 4-23, rechts). Allerdings kann die mittlere vertikale Belastung im Dreipunkt-Biegezugversuch noch relativ lange nach dem ersten Anriss in der Zugzone des Prismas über die Rissverzahnung durch die ausgeprägt Rauheit der Rissufer bei LAC übertragen werden, bis es zum völligen Durchbrechen des Prismas kommt.

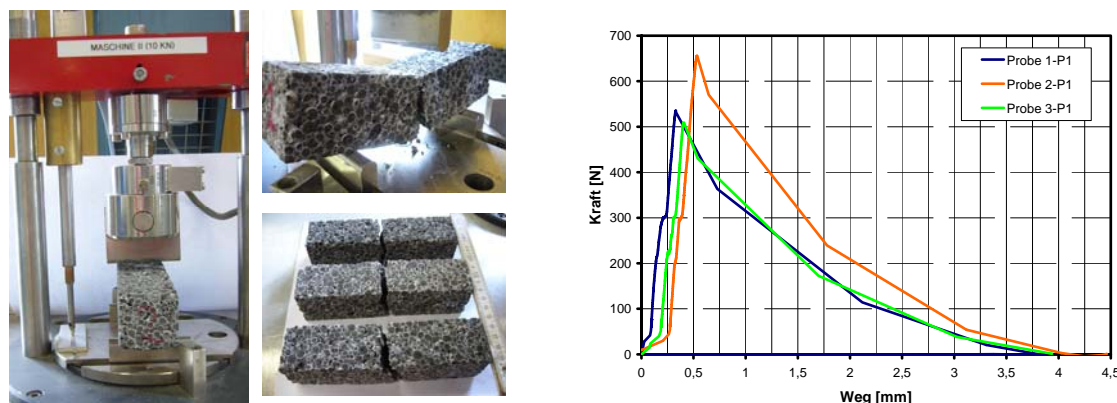


Abbildung 4-23: links: Prüfeinrichtung mit externem Weg- und Kraftsensor; rechts: Kraft-Verformungs-Kennlinie für den 3-Punkt-Biegezugversuch an Prismen der Herstellung/ Rezeptur P1

4.8.5 Zentrische Zugfestigkeit

Wegen des Fehlens einer entsprechenden Prüfnorm und wegen fehlender Anhaltswerte in der Literatur, wird gemäß Kapitel 2.1.5 die zentrische Zugfestigkeit aus den Biegezugversuchen abgeschätzt. Auch ein Gutachten zu LAC /Thi05/ bestätigt, dass sich die Angaben in der Norm DIN EN 1520 grundsätzlich von DIN 1045-1 und EC 2 unterscheiden, die vorrangig die zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} anstelle der Biegezugfestigkeit angeben (vgl. Kapitel 2.1.5, Grundlagen).

Für die eigenen Untersuchungen wird gemäß den in Kapitel 2.1.5 vorgestellten Experimenten zur zentrischen Zugfestigkeit von LAC /Kar08/, die dort ermittelte untere Grenzkurve für die mittlere

zentrische Zugfestigkeit angenommen. Diese berücksichtigt, dass die zentrische Zugfestigkeit halb so groß ist wie die Biegezugfestigkeit (s. Gl. 4-5), verringert um den Sicherheitsfaktor von 0,65, der sich für das 5%-Quantil bei einer Aussagesicherheit von 90 % auf Basis eines Variationskoeffizienten von 0,21 (21%) ergibt. Die mittlere zentrische Zugfestigkeit, die im weiteren Verlauf der Arbeit sowohl für die numerischen Berechnungen, als auch zur Modellbildung für die Beurteilung der Tragfähigkeit von schlanken Wandscheiben angesetzt wird, kann wie folgt in Abhängigkeit der Rohdichte ρ und Druckfestigkeit f_c des LAC angesetzt werden. Eine Herleitung bzw. Erklärung zu den nachfolgend angegebenen Formeln ist dem Kapitel 2.1.5 zu entnehmen.

$$f_{ctm} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot 0,78 \cdot 0,65 = 0,11 \cdot f_c^{2/3} \quad \text{für } \rho \leq 1400 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Gl. 4-9}$$

$$f_{ctm} = 0,21 \cdot f_c^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6 \cdot \rho / 2200) \cdot 0,65 \quad \text{für } \rho > 1400 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Gl. 4-10}$$

Die Abbildung 4-24 zeigt den Zusammenhang zwischen Prüfrohdichte und Druckfestigkeit der getesteten kleinformatischen Prismenhälften ($40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$) nach der Biegezugprüfung sowie von gemessener und nach DIN EN 1521 berechneter Biegezugfestigkeit und berechneter zentrischer Zugfestigkeit für Proben der Rezeptur P1. Diese Rezeptur wird im Detail behandelt, da sie zur Herstellung von Vollsteinen und Lochsteinen verwendet wurde, an denen weiterführende Untersuchungen zur Modellbildung erfolgten, auf die im weiteren Verlauf der Arbeit noch näher eingegangen wird. Zusätzlich wurden auch bei dieser Versuchsreihe Proben der Rezepturen P0 sowie MS1 bis MS3 untersucht. Die Auswertungen zu diesen Proben sind allerdings wegen des Umfangs dem Anhang B zu entnehmen.

Die experimentelle Bestimmung der Biegezugfestigkeit geschah an kleinformatischen Prismen der Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ im Dreipunkt-Biegezugversuch zur Erfassung des Größeneffektes, um die Biegezugfestigkeit von Innenstegen in Lochsteinen aus LAC beurteilen zu können. Denn auch bei den in der Marktstudie (Kap. 3) untersuchten klassischen Wärmedämmsteinen mit Luftschlitzen sind aufgrund der Lochung im Stein nur Innenstegdicken von 20 bis 40 mm vorhanden. Dabei werden die experimentell festgestellten Umrechnungsfaktoren zur Berücksichtigung des Größeneffektes und des Einflusses eines Dreipunkt- im Vergleich zum Vier-Punkt-Biegezugversuch gemäß Kapitel 4.8.4 bei der Berechnung der zentrischen Zugfestigkeit berücksichtigt. Die Druckfestigkeit wird nach dem Biegezugbruch an den zwei entstandenen Prismenhälften als Würfeldruckversuch (4 cm-Kantenlänge) durchgeführt. Insgesamt wurden pro Rezeptur mindestens 10 Prismen und 6 Balken getestet. Als Mittelwert von Prismen der Rezeptur P1 ergibt sich z.B. für 10 getestete kleinformatische Prismen unter Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren ein Mittelwert der rechnerischen zentrischen Zugfestigkeit von $0,44 \text{ N/mm}^2$ bei einer Trockenrohdichte von 770 kg/m^3 . Exemplarisch ist die Auswertung für drei der getesteten Prismen mit allen bestimmten mechanischen Kennwerten in Abbildung 4-24 dargestellt.

Die zentrische Zugfestigkeit wurde für die weiterführenden analytischen wie numerischen Berechnungen (FEM) konservativ zu $0,4 \text{ N/mm}^2$ als Materialkennwert für die Längsstege von Lochsteinen der Rezeptur P1 abgeschätzt (vgl. Abbildung 4-24). Durch die Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren sind somit realistische Kennwerte sowohl der Druck- als auch der Biegezugfestigkeit erzielbar. Außerdem fällt bei Betrachtung der obigen Abbildung auf, dass die Druckfestigkeiten der kleinformatischen Würfel z.B. für die Probe 2 stark variieren, obwohl sich insgesamt die Prüfrohdichten wenig unterscheiden. Dies wird auf die Kleinformatickeit der Proben im Vergleich zum Größtkorn von 8 mm und den strukturellen Bedingungen im Prüfkörper (s. Kapitel 2.1) aufgrund der Haufwerksporigkeit und Materialunterschiede in den Leichtzuschlagskörnern und der Punkt- zu- Punkt- Verkittung der Zuschläge zurückgeführt. Solche Inhomogenitäten bedingen dann unterschiedliche Versagenslasten infolge lokaler Fehlstellen in der Gefügestruktur des LAC. Für die anderen ausgewählten Mischungsrezepturen der Großversuche in der Produktion (P0, P1, MS1, MS2 und MS3) wurden ebenfalls Prismen und Balken aus Vollsteinen geschnitten und entsprechende Biegezugprüfungen durchgeführt. Diese werden wegen des Umfangs allerdings an dieser Stelle nicht

als Einzelwerte wiedergegeben, weil sie für die weitere Modellbildung und den Vergleich mit den Traglastversuchen in Kapitel 5 nicht herangezogen werden. Sie können jedoch dem Anhang B entnommen werden.

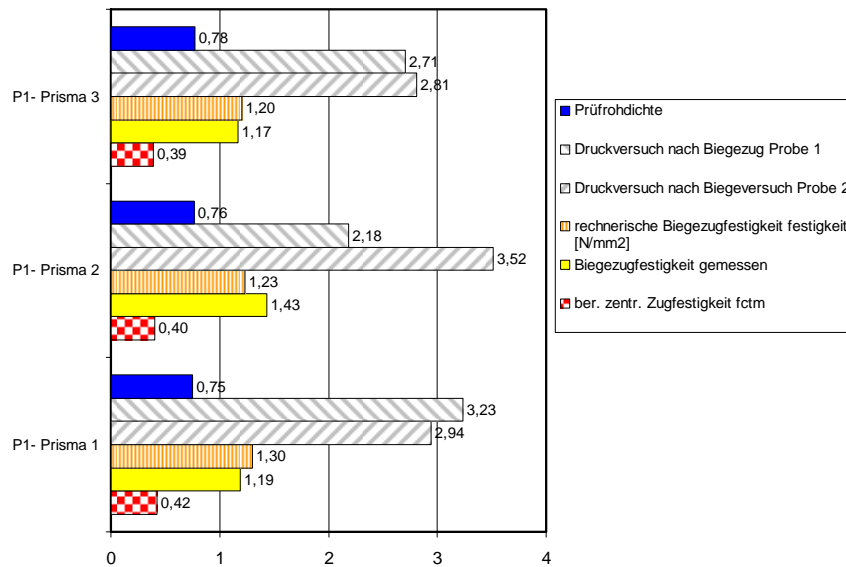


Abbildung 4-24:
Exemplarische Darstellung der Testergebnisse an drei Proben zur Berechnung der zentralen Zugfestigkeit der Rezeptur P1 aus dem Produktionsversuch

4.9 Fazit zur Leichtbetonentwicklung

Grundlegend ist gerade für haufwerksporigen Leichtbeton (LAC) festzustellen, dass das Materialverhalten kaum in der Literatur dokumentiert ist. Die meisten Veröffentlichungen haben zudem kaum allgemeingültigen Charakter, weil die Materialkennwerte oft nur für eine Mischungsrezeptur bzw. Leichtschlagtyp untersucht wurden und so nur Anhaltswerte für eine Größenordnung der Parameter liefern können.

Die eigenen Untersuchungen verknüpfen für die Prototypentwicklung und Modellbildung zur Beschreibung des Tragverhaltens von Lochsteinen gezielt funktional beschriebene Lambda-Rohdichte-Festigkeitsrelationen im Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³ mit für die Bemessung wichtigen Werkstoffparametern wie E-Modul, Biegezugfestigkeit, Spannungs-Dehnungs-Verhalten und Querdehnzahl. Im Zuge der Untersuchungen wird festgestellt, dass der E-Modul und die Biegezugfestigkeit der getesteten LAC- Rezepturen hinreichend genau durch die empirischen Funktionen nach DIN EN 1520 beschrieben werden können. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind gemäß den eigenen Untersuchungen in zwei Bereiche zu unterteilen. Einmal für Trockenrohddichten unter und andererseits über ca. 1000 kg/m³. Die Querdehnzahl ist ebenso gemäß der Trockenrohddichte für diese beiden Rohdichtebereiche separat festzusetzen. Für Trockenrohddichten $\leq 1000 \text{ kg/m}^3$ kann ein Wertebereich von $0,25 \leq \mu \leq 0,3$, für Rohddichten $> 1000 \text{ kg/m}^3$ kann die aus der Literatur allgemein bekannte großzügig formulierte Schwankungsbreite von $0,15 \leq \mu \leq 0,25$ angenommen werden. Für numerische Berechnungen sollte deshalb für LAC mit $\rho \leq 1000 \text{ kg/m}^3$ $\mu = 0,25$ und für $\rho > 1000 \text{ kg/m}^3$ $\mu = 0,2$ entsprechend dem Vorschlag der DIN EN 1520 zur Bemessung von LAC- Bauteilen angesetzt werden.

Zusätzlich zur gemessenen Biegezugfestigkeit wird für die numerischen Simulationen die zentrische Zugfestigkeit aus dem funktionalen Ansatz der Biegezugfestigkeit nach DIN EN 1520 als 5%-Quantil bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% auf Basis eines in der Literatur vorhandenen empirischen Ansatzes als untere Grenzkurve abgeschätzt. Dies liefert für die in speziellen Versuchen zur Bestimmung des Tragverhaltens von Lochsteinen verwendete Mischungsrezeptur P1 eine anzusetzende Zugfestigkeit von 0,4 N/mm², die bei den weiterführenden analytischen und numerischen Berechnungen zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Lochsteinen als Grenzzugfestigkeit des Materials berücksichtigt wird.

5 UNTERSUCHUNGEN ZUM GRÖßEN- UND SCHLANKHEITSEFFEKT AUF DIE RESULTIERENDE FESTIGKEIT

5.1 Untersuchungen zum Größeneffekt auf die resultierende Festigkeit

Den Ausgangspunkt für die im Kapitel 5.1 und 5.2 vorgestellten empirischen Untersuchungen bilden in erster Linie die Ergebnisse zur Druckfestigkeitsprüfung der Marktstudie. Gerade für gelochte monolithische Wärmedämmsteine des Typs Vbl SW 2 in der unteren Steinfestigkeitsklasse 2 ist mit einem hohen Variationskoeffizienten υ der Druckfestigkeiten ($10\% \leq \upsilon \leq 27\%$) zu rechnen. Auch werden von einigen der getesteten Steintypen die mittleren Mindestdruckfestigkeiten der Steinfestigkeitsklasse 2 einer Prüfserie von $2,5 \text{ N/mm}^2$ nicht erreicht (s. Kapitel 3). Zur gezielten Untersuchung des bereits in der Literatur (vgl. Kapitel 2- z.B. /Sag99/, /Voc59/) erwähnten Einflusses der Befüllung und Verdichtung von filigranen Innenstegen innerhalb der maschinellen Steinproduktion auf die resultierende Rohdichte- und Festigkeitsverteilung über den Steinquerschnitt für Betone aus LAC, wurden zum weiteren Nachweis am gleichen Herstelltag Loch- und Vollsteine (Rezeptur P1-1. Produktionsversuch) produziert. Diese weisen neben der gleichen Mischungsrezeptur auch gezielt über die Maschinensteuerung eingeregelter, annähernd gleiche Trockenrohdsichten, sowohl für die Lochsteine im klassischen Vollblock-Format mit Schlitz (Vbl SW - 20 DF- $497 \times 300 \times 238 \text{ mm}^3$ – N+F), als auch für die Vollsteine V der Abmessungen $490 \times 175 \times 175 \text{ mm}^3$ auf.

5.1.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel dieser Untersuchungen im Hinblick auf die weitere Modellbildung ist es, den Einfluss von verschiedenen Prüfkörper-Abmessungen und einer Lochung im Stein auf die Druckfestigkeit im Vergleich zu Vollsteinen bzw. aus der Betontechnologie bekannten Standardprüfkörpern, wie Würfeln mit 150 mm Kantenlänge und Zylindern ($\varnothing 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$) zu analysieren. In den untersuchten Referenz-Dämmsteinen des Typs Vbl SW 2-20 DF resultieren wegen der Luftschlitze im Stein dünnwandige Innenstege von max. 22 mm Wanddicke, wobei der verwendete Leichtzuschlag ein Größtkorn von 8 mm aufweist. Nach DIN EN 12390-1 und DIN EN 1354 sollten aber z.B. die Kantenlängen für geformte Prüfkörper aus gefügedichten Normalbetonen und LAC mindestens das 3 bis 3,5- fache des Größtkorndurchmessers bzw. nach *Albrecht* /Alb67/ für aus größeren Körpern durch Sägen oder Bohren entnommenen Proben mindestens das 2-fache betragen, um ein für den Lastabtrag repräsentatives Probenvolumen zu erhalten. Die Kenntnis dieser Regelungen ist für diese Arbeit wichtig, da die innerhalb der Marktstudie untersuchten Mauersteingeometrien nur grenzwertig die Forderung nach /Alb67/ und der Normung abdecken. Anzutreffen sind bei den Steinen der Marktstudie Verhältnisse der Innstegdicken zum Größtkorndurchmesser von minimal 1,75 (Mittelwert 1,91). Somit wird für diese Steine noch nicht mal das Mindestverhältnis von 2 für aus größeren Bauteilen gesägte Proben nach /Alb67/ eingehalten. Dies könnte zum Beispiel eine Erklärung für die hohen Druckfestigkeitsverluste von Lochsteinen mit schmalen Innenstegen gegenüber Vollsteinen liefern.

In den nachfolgenden Unterkapiteln 5.1 und 5.2 wird daher in einem ersten Schritt empirisch der Einfluss von Probenschlankheit, -dicke, Probenvolumen sowie der mögliche Einfluss von Befüllungs- und Verdichtungsunterschieden durch die schmalen Schalungsstege analysiert. Dies geschieht anhand des Vergleichs von gleichzeitig hergestellten Voll- (Produktionsserie V1) zu Lochsteinen

(Produktionsserie V2) der gleichen LAC- Rezeptur und annähernd gleichen Trockenrohdichten der erhärteten LAC's. Die Abbildung 5-1 zeigt die Testresultate der Steindruckprüfungen als arithmetisches Mittel eines Prüfsatzes aus 6 Einzelwerten nach 28 Tagen für zum selben Zeitpunkt unter gleichen Produktions- und Klimarandbedingungen hergestellten Voll- zu Lochsteinen, die auch annähernd gleiche LAC - Trockenrohdichten aufweisen. Verglichen zu den, aus dem gleichen Beton hergestellten Vollsteinen, beträgt die Druckfestigkeitsminderung der Lochsteine für den ersten Produktionstag im Mittel ca. $\Delta\beta = -50\%$, wenn entsprechend der Steinnormung (z.B. DIN V 18152-100) die Bruttosteinfläche zur Auswertung herangezogen wird. Da allerdings die effektiven Festigkeitsverluste durch eine Lochung der Steine im Vergleich zur Materialfestigkeit bewertet werden sollen, sind auch die Festigkeitsverluste für beide Testserien bezogen auf A_{Netto} (tragende Querschnittsfläche des LAC ohne Lochung) angegeben. Dadurch beträgt der Festigkeitsverlust für die Lochstein-Serie V2 im Vergleich zum Vollstein z.B. immer noch $-33,4\%$ bezogen auf die mittlere Vollsteinfestigkeit der Serie V1 für den 1. Produktionsversuch.

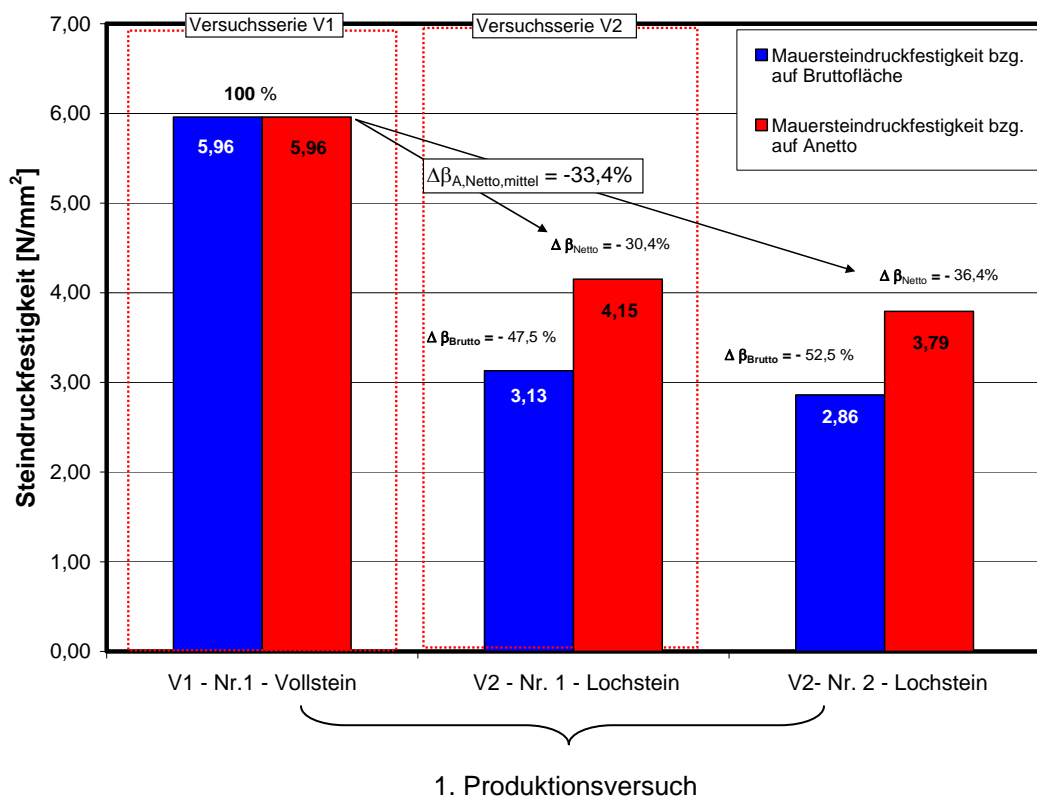


Abbildung 5-1: Vergleich von Loch- zu Vollstein – Normdruckfestigkeiten $\beta_{D,st}$ (Formfaktor 1,0) der jeweils gleichen Mischungsrezeptur und Produktionstag - Lochsteineffektivität bezogen auf Brutto- (DIN V 18152/ DIN EN 771-3) & Nettoquerschnittsfläche– 28 Tage Festigkeiten

Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit der Testergebnisse (Serien V1 und V2) wurde der Versuch unter Berücksichtigung der Einstellung der gleichen Trockenrohdichten an einem zweiten Versuchstag im Werk später wiederholt. Dabei wurden gezielt niedrigere Trockenrohdichten für den LAC der gleichen Basisrezeptur durch die Einstellung geringerer Verdichtungsintensitäten angestrebt. Dies erfolgte über die Steuerung der Regelungsparameter des Steinfertigers und einer Reduktion des Leichtsandgehaltes. Somit wird auch dem, während der Herstellung auftretendem Einfluss veränderter Umgebungsklimata, wie Temperatur und Luftfeuchte der im freien gelagerten leichten Gesteinskörnungen Rechnung getragen. Der Vergleich der Trockenrohdichten der einzelnen Prüfserien des 1. und 2. Produktionstages zeigt, dass es trotz unterschiedlicher Ausgangsfeuchtegehalte der Leichtzuschläge gelungen ist, die Rohdichteschwankungen innerhalb eines Produktionstages mit weniger als 40 kg/m^3 gering zu halten. Dabei gilt die Trockenrohdichte des Leichtbetons der Vollsteinserien V1 z.B. mit $0,81 \text{ kg/dm}^3$ für den 1. Produktionsversuch als Bezugswert gegenüber den

Trockenrohdichten der Leichtbetone aus den Lochsteinen der Versuchsserie V2 desselben Produktionstages (z.B. 0,82; 0,77 kg/dm³). Die in Abbildung 5-1 rot umrahmten Versuchsserien V1 und V2 des ersten Produktionstages werden im Übrigen wegen der sehr gut übereinstimmenden Trockenrohdichten der Leichtbetone im weiteren Verlauf der Arbeit für die vergleichenden empirischen Untersuchungen an Voll- und Lochsteinen herangezogen.

Auch für den zuvor erwähnten 2. Produktionsversuch konnte gezeigt werden, dass mit einer deutlich reduzierten Steindruckfestigkeit $\beta_{D,st}$ der Loch- im Vergleich zu den Vollsteinen zu rechnen ist.

Im weiteren Verlauf der Arbeit werden zur besseren Vergleichbarkeit der Lochstein- zur LAC-Festigkeit an Vollquerschnitten als Druckfestigkeit von Lochsteinen immer die maximale Prüflast geteilt durch die Nettoquerschnittsfläche und nicht wie in den Zulassungen und Normen von Lochsteinen vorgesehen, die Steinfestigkeit auf die Bruttoquerschnittsfläche einschließlich der nichttragenden Lochung bezogen.

Darüber hinaus wird versucht, die unterschiedlichen und vielfältigen Einflüsse auf die Druckfestigkeit von Prüfkörpern aus LAC in den theoretischen Überlegungen wie auch experimentell durch verschiedene Versuche zu separieren, da bei dem Vergleich zwischen Loch- zu Vollsteinfestigkeit eine Kombination vieler Einflussfaktoren vorliegt. Der Literatur und Normung konnten nur Untersuchungen zum Einfluss von kompakten Prüfkörpergeometrien wie Zylindern und Würfeln unterschiedlicher Abmessungen (z.B. DIN 1045-1, DIN EN 1520, /Lew71/, /Mie97/) oder Untersuchungen zum Einfluss der genormten Steinformate von Mauersteinen (/Bee05/, /Kas80/, DIN EN 771-3) entnommen werden. Diese empirischen Untersuchungen beziehen sich darüber hinaus zumeist auch auf Materialien mit homogenen Gefügestrukturen wie Normal- und Porenbeton- oder Kalksandsteine ohne Lochung.

5.1.2 Theoretische Vorüberlegungen - Begriffsdefinitionen

Um die Einflussfaktoren auf die Druckfestigkeit von Mauersteinen mit Lochung aus LAC systematisch separieren zu können, werden im Vorfeld der Untersuchungen, folgende Haupteinflussgrößen benannt und definiert.

- **Größeneffekt – statistische Versagenswahrscheinlichkeit durch Auftreten von Fehlstellen im Gefüge (Probenform: Würfel)**

Unter Größeneffekt wird hier sowohl der Einfluss des Prüfkörpervolumens, als auch die Größe der belasteten Aufstandsfläche im Druckversuch über die die Druckspannungen ermittelt werden (A_{Netto} , A_{Brutto}), verstanden. Proben gleicher Geometrie und bezogener Schlankheit $\bar{\lambda}=h/d$ (Probenhöhe/Probendicke), aber mit unterschiedlichem Volumen z.B. Würfelproben mit unterschiedlichen Kantenlängen, werden verglichen. Dieser Einflussfaktor wurde für Normalbeton bereits eingehend untersucht /Bon59/, /Alb67/, /Lew71/, /Mie97/ und findet sich als Umrechnungsfaktor in der Normung zu Betonen wieder (s. z.B. DIN 1045-1, DIN EN 1520).

Von Seiten der Betontechnologie wird davon ausgegangen, dass die statistische Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Fehlstellen im zu untersuchenden Betongefüge mit zunehmender Probengröße ansteigt und die Druckfestigkeiten von größeren Probenvolumen im Vergleich zu kleineren Proben sinken. Dies ist mathematisch bzw. statistisch durch das Weibull-Modell /Wol08/, /Bon59/ beschreibbar (vgl. Kapitel 6). Mechanisch kann die sinkende Festigkeit mit zunehmender Probengröße auch mit den Regeln der Elastizitätstheorie erklärt werden, da sich bei der gleichen Prüfeinrichtung das Steifigkeitsverhältnis von Versuchseinrichtung zum Probekörper ändert. In den deutschen und europäischen Betonnormen werden deshalb Umrechnungsfaktoren für Würfel unterschiedlicher Kantenlängen angegeben. Für haufwerksporige Leichtbetone ist die Herstellung von separaten Laborproben, wegen der unterschiedlichen Herstellungs- und Verdichtungsprozesse in Labor und

Produktion, schwierig (vgl. Kapitel 2.1.4). Deshalb sieht die für LAC geltende Norm (DIN EN 1520) neben Würfeln mit 100 mm Kantenlänge als Referenzprobekörper, auch Bohrkerne mit Schlankheit $\bar{\lambda}=1$ vor. In der Tabelle C-1 im Anhang C sind zum besseren Vergleich die einzelnen Umrechnungsfaktoren zur Berücksichtigung einer vom Referenzprobekörper abweichenden Geometrie bei gleicher Probenschlankheit von 1 für verschiedene Normen aus dem Betonbau zusammengestellt.

Die Umrechnungsfaktoren, gerade für gefügedichte Leichtbetone, scheinen jedoch lediglich in Anlehnung an den Kennwerten für Normalbeton abgeleitet worden zu sein /Thi05/, wie auch die Zusammenstellung in Anhang C, Tabelle C-1 belegt. Denn systematische Untersuchungen aus der Literatur zum Einfluss der Prüfkörpergestalt bzw. des Volumens auf die Festigkeit nach 28 Tagen sind nur für Normalbeton bekannt.

In der Tabelle 5-1 sind die wesentlichen Erkenntnisse aus zentralen Literaturstellen zur Umrechnung von verschiedenen Würfelformaten in Form von festen Faktoren oder auch als Umrechnungsformeln für mineralische Baustoffe angegeben (vgl. /Bon59/, /Bau76/, /Lew71/). Es ist festzustellen, dass die Faktoren größtenteils auf empirischen Untersuchungen an Normalbetonen beruhen, die in der ersten Hälfte des letzten Jahrhunderts bis in die 70'er Jahre veröffentlicht wurden. Danach ließ die Forschungsaktivität deutlich nach.

Tabelle 5-1: Umrechnungs- und Abminderungsfaktoren aus der Literatur für mineralische Baustoffe bei gleicher Schlankheit $\bar{\lambda}=1$ (Würfel)

Autor Literaturstelle	Umrechnungsformel (dimensionsgebunden)	Referenz- probe- körper (Abmes- sungen)	Umrechnungsfaktoren (aus Formel berechnet, wenn angegeben)	
			Würfel- kantenlänge d bzw. s [mm]	Faktor bzg. auf Referenz- prüfkörper
Faust /Fau03/ Leichtbeton (LC)	-	Gewählt: Würfel 200 mm	100	1/0,95=1,05
			150	1/0,98=1,02
Bonzel /Bon59/ Normalbeton	$\frac{f_{cube}}{f_{cube20cm}} = \frac{9 + 0,75 \cdot d}{4 + d}$ d= Kantenlänge [cm]	Würfel von 20 cm	100	1/0,94= 1,18 bzw. 1,15 nach Graf/ Buchartz
			150	(1/0,95) =1,05
Dutron /Kas80/ Normalbeton	$f = \frac{R_x}{R_{c20}} = 0,65 + \frac{0,7}{\left(1 + \frac{d}{20}\right) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^{1,25}}$ mit $\beta_{D,korrigiert} = \frac{1}{f} \cdot \beta_{ermittelte\ Betondruckfestigkeit}$ h = Probenhöhe bei Prismen mit quadr. Grundriss [cm]	Würfel von 20 cm	100	1,12
			150	1,05
Siech /Sie08/ Mauermörtel/ Normalbeton	$\beta_{D,Wü} = \frac{\beta_{D,Pk}}{0,5 \cdot s^{1,24} \cdot h^{-0,74}} = \frac{\beta_{D,Pk}}{k_G} s$ = Kantenlänge des prismatischen Grundrisses [cm]	Würfel von 20 cm	100	0,71
			150	0,87
Wolf /Wol08/ Porenbeton	-	Würfel von 150 mm	100	0,89
			50	0,99

Für gefügedichten Leichtbeton (ALWAC) werden in /Fau03/ anhand eigener Versuchs- und Literaturauswertungen, unabhängig von der Festigkeitsklasse der Leichtbetone, die in Tabelle 5-1 dargestellten Formfaktoren angegeben. Wie der Vergleich zu den normativen Werten aus DIN 1045-1 bzw. EC 2 oder EN 206-1 für Normalbeton zeigt, sind die von Faust /Fau03/ angegebenen

Umrechnungsfaktoren zum Einfluss der Probengröße von unterschiedlichen Würfelformaten geringer. Dies führt Faust auf die weniger steifen Leichtzuschläge im gefügedichten Leichtbeton zurück. Wie auch bereits für LAC nach DIN EN 1520 (s. Tabelle C-1) festzustellen, sinkt der Einfluss unterschiedlicher Prüfkörpergrößen in Form von Umrechnungsfaktoren fast auf 1,0, je geringer die Druckfestigkeit des Betons und die Steifigkeit der verwendeten Gesteinskörnungen ist.

Neuere Literaturstellen von *Siech* /Sie08/, *Wolf* /Wol08/, *Kasten* /Kas80/ und *Beer* /Bee05/ zum Einfluss der Prüfkörpergestalt auf die Druckfestigkeit wurden ebenfalls ausgewertet. Die Angaben in /Kas80/ und /Bee05/ beziehen sich auf die Gestaltsfaktoren von Mauersteinen und werden in Abschnitt 5.1.4 behandelt. Angaben aus /Sie08/ und /Wol08/ sind jedoch nicht unbedingt auf das Tragverhalten von Leichtbeton übertragbar, da dort Versuche an homogenen Baustoffen mit wesentlich kleinerem Größtkorn ($< 4 \text{ mm}$), wie Mauermörteln und Porenbetonwürfel aus Porenbetonsteinen (PP 2/0,4 und PP 4/0,5) entnommen, ausgewertet wurden.

- **Schlankheits- bzw. Randeinspannungseffekte durch Querdehnungsbehinderung (Probenform: Zylinder)**

Für diesen Einflussfaktor auf die Druckfestigkeit von kompakten Prüfkörpern ist das Verhältnis der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} = h/d$ entscheidend. Dieser Einfluss begründet sich auf eine Querdehnungsbehinderung der Betone im Lasteinleitungsbereich der Druckplatten. Hierbei kommt es gerade bei gedrunenen Proben zu den aus dem Massivbau bekannten, sogenannten Diskontinuitätsbereichen (D-Bereiche). In Folge der sich im Lasteinleitungsbereich ausbildenden statischen Diskontinuitäten im Spannungsverlauf, werden die sich einstellenden Querzugspannungen infolge der Querdehnung der Proben, durch Schubspannungen τ infolge Reibspannungen in den Kontaktflächen zu den Lastplatten überdrückt. Je höher die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$ eines Prüfkörpers ist, desto geringer wird der Einfluss der Reibung der Druckplatten auf die Querdehnung der Probe in mittlerer Probenhöhe /Lew71/, /Mie97/, /Schi06/. Auf halber Probenhöhe stellen sich dann ab ca. einem Schlankheitsverhältnis von $\bar{\lambda} = 1,5$ ungestörte Bereiche ein, sogenannte Bernoulli- Bereiche (B-Bereiche) /Schl01/, die theoretisch über das St. Venantsche Prinzip erklärbar sind (vgl. /Schle75/). In genügend großer Entfernung vom Lasteinleitungspunkt stellt sich in diesen B-Bereichen ein homogener Spannungszustand ein und es lassen sich direkte Zusammenhänge zwischen Spannung, Dehnung und Schnittgrößen formulieren /Dan06/. Diese Einflüsse wurden bereits von einigen Autoren untersucht (Abbildung 5-2) und sind für Normal- wie auch Leichtbetone bereits in der einschlägigen Normung (DIN 1045-1, DIN EN 1520) zur Bestimmung der Druckfestigkeit an Referenzprobekörpern, wie unterschiedlichen Würfel- und Zylinderformaten als Umrechnungsfaktoren angegeben.

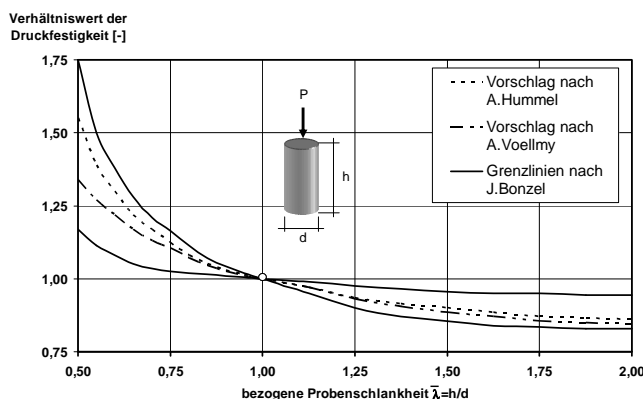


Abbildung 5-2:
Einfluss der Probenschlankheit auf die
Zylinderdruckfestigkeit ($\varnothing 100$ u. 150 mm) im
Vergleich zu Literaturangaben nach /Lew71/

An dieser Stelle werden Umrechnungsfaktoren zum Einfluss der Prüfkörperhöhe und damit bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} = h/d > 1$ auf die Druckfestigkeit im Vergleich zu gedrunenen Prüfkörpern $\bar{\lambda} \leq 1$ betrachtet. Auch für diesen Einflussparameter besteht in der Normung für Normal- und Leichtbeton eine Abweichung bei der Festlegung von Umrechnungsfaktoren. Dabei ist für den haufwerksporigen Leichtbeton im Vergleich zu Normal- und gefügedichten Leichtbeton die Besonderheit zu beachten,

dass die Umrechnungsfaktoren von den Referenzwürfeln zur Zylinderdruckfestigkeit $\bar{\lambda}=2$ nicht über weite Bereiche konstant bleiben, sondern sich mit jeder Druckfestigkeitsklasse in Abhängigkeit der charakteristischen Festigkeit f_{ck} ändern. Anhand der Angaben in DIN EN 1520 für LAC, kann aus Tabelle C-2 abgelesen werden, dass der Einfluss der Querdehnungsbehinderung der Lasteinleitungsplatten auf die geprüfte Druckfestigkeit mit steigender Festigkeit des LAC zunimmt.

Insgesamt ist also der Einfluss der bezogenen Schlankheit bzw. der Endflächenreibung zwischen Druckplatten und Proben auf die Druckfestigkeit bei LAC wie auch LC geringer als bei Normalbeton. Diese normativen Angaben werden auch durch Versuche von *Faust* /Fau03/ an gefügedichten Leichtbetonen gestützt. Demnach ist der Einfluss der Prüfkörperschlankheit bei gleicher Grundfläche für LC geringer als für Normalbeton und die Umrechnungsfaktoren sind deswegen nicht von Normalbeton auf Leichtbeton übertragbar. Weiterführende Literatur zum Einfluss der Schlankheit von Probekörpern auf die Festigkeit aus Leichtbeton und insbesondere LAC konnte nicht gefunden werden. Allerdings ist es vorstellbar, dass der von *Faust* /Fau03/ beschriebene Sachverhalt für LC bei LAC aufgrund der offenen Gefügestruktur noch ausgeprägter ist, welches sich in den Umrechnungsfaktoren zur DIN EN 1520 für LAC widerspiegelt (vgl. Tabelle C-2).

- **Einfluss der Querschnittstragfähigkeit und der Stabilität (Knicken)**

Da gerade bei den auch in der Marktstudie untersuchten, klassischen Wärmedämmsteinen des Typs Vbl SW aufgrund der versetzten Luftschlitze im Stein besonders filigrane Innenstege resultieren, und die Anzahl der Querstege bzw. die Querstegdicken zur Senkung der Wärmeleitfähigkeit gering gehalten werden, kann es infolge Auflast auf dem monolithischen Lochstein theoretisch zur Überschreitung der Querschnittstragfähigkeit bzw. zum Stabilitätsversagen der Innenlängsstege kommen, wie dies bereits aus der Bemessung von unbewehrten Wandscheiben im Beton- und Mauerwerksbau bekannt ist (vgl. Kapitel 2.2). Da sich Einflüsse wie Randeinspannungs- und Volumeneffekte beim Test von gelochten Mauersteinen nur schwer separieren lassen und bei Lochsteinen der Bezug auf einen „repräsentativen Steinwürfel“ kaum möglich ist /Bee05/, finden sich in der Literatur auch keine Angaben zu gezielten Untersuchungen an aus Lochsteinen gesägten Würfeln bzw. Wandscheiben. Dieser Versuch wird allerdings in den experimentellen Untersuchungen zu Kapitel 5.1 und 5.2 unternommen, da vermutet wird, dass ein so starker Festigkeitsabfall von Voll- zu Lochsteinen der gleichen Rezeptur und Herstelltag in der schlanken Geometrie der Innenstege von Lochsteinen begründet liegen muss.

- **Verdichtungs- und Befüllungseffekte in den Schalungen in der Produktion**

Bereits von einer Reihe der Autoren /Kuc92/, /Sag99/, /Schle06/, wie auch in Kapitel 2.1.4 dargestellt, wurde der Einfluss von lokal unterschiedlichen Verdichtungsintensitäten und dadurch resultierenden variablen Befüllungsgraden und Rohdichteverteilungen über den Steinquerschnitt von Lochsteinen aus LAC dokumentiert. Eine gleichmäßige Befüllung der Kammern ist aber neben dem Größtkorn und Form des Zuschlags (gebrochen, rund) sowie der Frischbetonkonsistenz, auch von den eingepprägten Verdichtungsenergien abhängig /Kuc08/. Diese Parameter können je nach Produzent, Schalungsform, Material des Unterlagbretts und gewählter Zuschlagsart variieren. Durch Befüllungsmängel entstehen im anschließenden Verdichtungsprozess Rohdichteunterschiede und Geometrieabweichungen im Stein, die zu einem unterschiedlichen Lastabtrag führen können. Durch diese unterschiedlichen Rohdichte- und Festigkeitsverteilungen entstehen auch unterschiedliche Steifigkeitsverteilungen in Form variabler E-Module über den Steinquerschnitt. Für die eigenen Untersuchungen wird deshalb an den Lochsteinen die Trockenrohichte- und E-Module über die Längs- und Querstege durch den Zuschchnitt von Wandscheiben bestimmt. Die zu erwartenden Festigkeiten und E-Module werden aus den in Kapitel 4 hergeleiteten funktionalen idealisierten Materialbeschreibungen rechnerisch hergeleitet. Das genaue Vorgehen wird im Zuge der Finiten-Element-Berechnungen im späteren Verlauf der Arbeit noch eingehend erläutert.

- **Mischungsrezeptur**

Der Einfluss unterschiedlicher Mischungszusammensetzungen auf die Druckfestigkeit durch unterschiedliche Zement-, Wasser-, Betonzusatzmittelgehalte zur Ausbildung des Punkt- zu- Punkt-Kontaktes (s. Kapitel 2) sowie unterschiedlicher Kornfestigkeiten der Leichtzuschläge, wird für die vergleichenden Tests in Kapitel 5.1 und 5.2 ausgeschlossen. Dies geschieht durch die Verwendung der gleichen Betonrezeptur und annähernd gleichen Trockenrohdichte des LAC für die untersuchten Voll- und Lochsteine desselben Herstelltages.

Somit liegt zur Modellbildung ein „Standardbeton“ vor, auf dessen Basis mit statistisch abgesicherten Materialkennwerten die Entwicklung eines Modells zur quantitativen Beschreibung der Festigkeit von Lochsteinen im Vergleich zur Materialfestigkeit an Vollsteinen vollzogen wird. Eine Validierung des Modells auch für andere LAC- Rezepturen mit gebrochenen Leichtzuschlägen, erfolgt im Anschluss durch Vergleichstests an Wandscheiben und Steinausschnitten für Mauersteine der Marktstudie.

5.1.3 Größen- und Geometrieeffekte der Druckfestigkeit für LAC an Standardprüfkörpern

In diesem Abschnitt werden die im Kapitel 5.1.2 genannten Einflüsse auf die Druckfestigkeit aus Probengröße bzw. –volumen und dem Schlankheitseffekt infolge der Querdehnungsbehinderung für genormte Standardprobegeometrien wie z.B. von Würfeln unterschiedlicher Kantenlänge im Vergleich zu Zylindern oder Prismen zusammen behandelt. Diese Einteilung und Gegenüberstellung wird so gewählt, da diese Effekte theoretisch auch über die aus dem Massivbau zur Darstellung des Kräfteverlaufs verwendete Stabwerksanalogie durch die Unterscheidung der bereits erklärten B- und D-Bereiche beschreibbar sind. Die B- und D-Bereiche werden dabei durch das Verhältnis von Probenhöhe und –breite festgelegt. Somit ist eine direkte Kopplung von Größen- und Schlankheitseffekten vorhanden und der Übergang von Bereichen mit Diskontinuitäten zu ungestörten Bereichen ist fließend.

- **Theorie zu den Spannungszuständen in Standardprüfkörpern unterschiedlicher Schlankheit**

Experimentell wurde der Einfluss der Querdehnungsbehinderung und der Probenschlankheit schon in vielen Arbeiten für Normalbeton nachgewiesen (vgl. z.B. /Mier97/, /Vlie96/; Abbildung 5-3). Dadurch fällt dem kritischen Betrachter besonders auf, dass bisher nur wenige, wie z.B. *Schleeh* /Schle75/, /Schle75b/ versucht haben, zur Erklärung dieser Effekte der Schlankheit beim Druckversuch auch ihre Untersuchungen auf die Grundlage theoretischer Betrachtungen nach der Elastizitätstheorie bzw. Scheibentheorie zu stützen. Die Mehrzahl der Veröffentlichungen befasst sich mit diesem Thema aufgrund der Unsicherheiten zur Festlegung der Materialparameter für Beton und den damit streuenden Prüfergebnissen auf experimentellem Wege.

Grundlegend gilt aufgrund der Elastizitätstheorie für die Ermittlung der Betondruckfestigkeit von Prüfkörpern, dass in allen realen Versuchskörpern ein räumlicher Spannungszustand vorliegt. Dieser besteht aus dem Gleichgewicht der äußeren Pressenkraft mit den einachsigen Hauptspannungen (vgl. Abbildung C-1 und FE-Berechnung; Abbildung 5-3, links oben) und den diese überlagernden Zwangsspannungen, die durch die Randbedingungen zwischen den Endflächen des Versuchskörpers und den Druckplatten der Presse erzwungen werden (vgl. Abbildung C-2, Anhang C). Art und Ausmaß dieser Randstörung aufgrund der Querdehnungsbehinderung durch die Reibung der Stahlplatten bestimmen folglich die Abweichung der sich einstellenden mehraxialen Festigkeiten im Vergleich zu den im Druckversuch allein betrachteten einaxialen Festigkeiten. Dabei sind die Randbedingungen nach der Elastizitätstheorie (Einspannung, Höhe der Reibung zwischen Probe und Druckplatten) von der Art und Größe der Zusatzspannungen infolge der Lagerbedingungen der Probe abhängig.

Entsprechend dem Prinzip von St. Venant /Dan06/ ergibt sich für eine Schlankheit von $\bar{\lambda} \geq 2$ auf halber Prüfkörperhöhe nahezu kein Einfluss der Dehnungsbehinderung /Schle75/, /Schle75b/. Auf Grundlage des Hook'schen Gesetzes /Hak01/ gilt dieses Prinzip nicht nur für Spannungen, sondern auch für behinderte Verformungen in Folge von Randstörungen. Durch Freischneiden kann das Gleichgewichtssystem aus Rand- und Schubkräften durch die Dehnungsbehinderung im Druckversuch sichtbar gemacht werden (s. Anhang C, Abb. C-3).

Die Abbildung 5-3 verdeutlicht, dass durch Verringerung des Einflusses der Reibung in den Druckflächen durch z.B. Teflonschichten, der Unterschied der Druckfestigkeiten in Abhängigkeit der Prüfkörpergestalt auch für Normalbeton nahezu unbedeutend wird. Dies erklärt auch das Ergebnis von Faust /Fau03/ und Anderegg /Schle75/ für gefügedichten Leichtbeton und die nachfolgend vorgestellten eigenen Ergebnisse für LAC. Demnach sinkt der Einfluss der Querdehnungsbehinderung in Abhängigkeit der Probengeometrie für weniger steife Betone mit geringen E-Modulen, so dass teilweise keine Umrechnung der Ergebnisse von Würfeln zu Prismen und Zylindern bzw. Würfeln unterschiedlicher Kantenlänge notwendig wird.

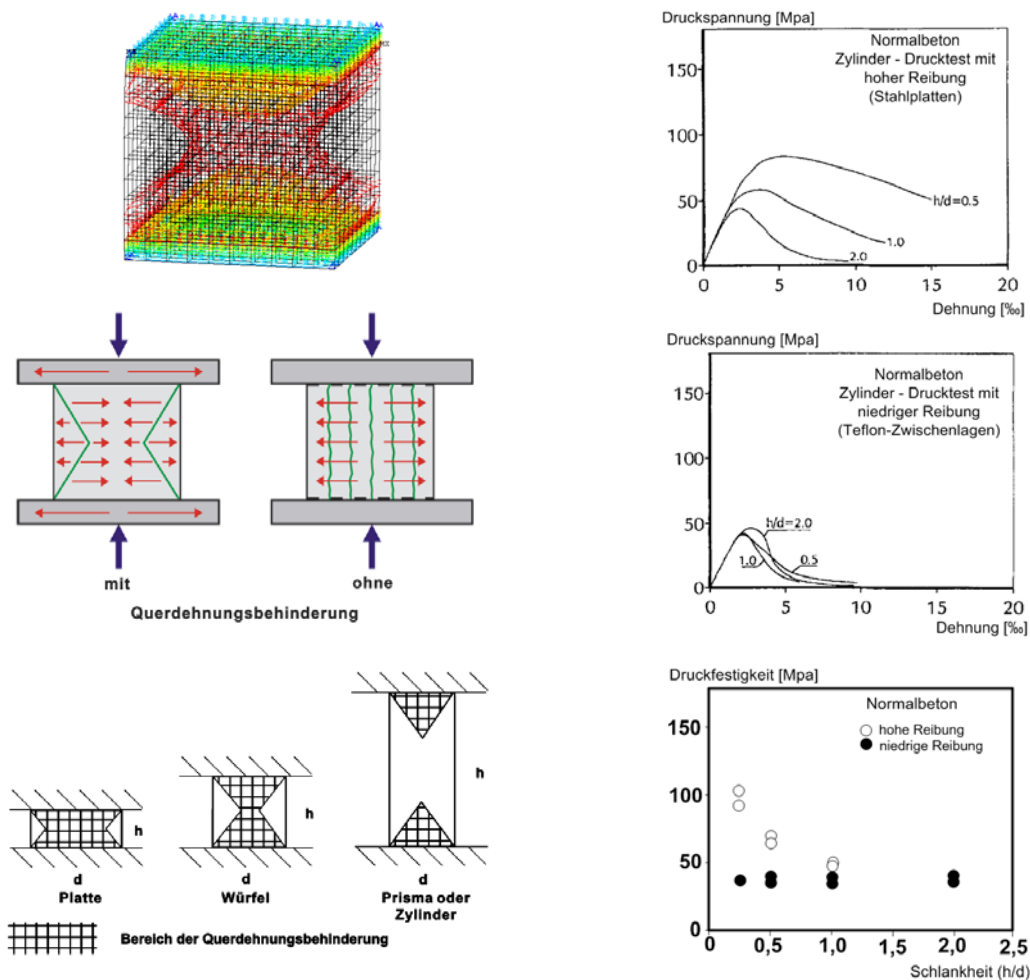


Abbildung 5-3: links: Einfluss der Endflächenreibung u. Querdruckspannungen zur Theorie aus FE-Berechnung und /Schi06/, /Mie97/; rechts: Einfluss der Probenschlankheit und Reibwiderstand der Druckplatten /Mie97/, /Vli96/

5.1.3.1 Versuchsbeschreibung

Ziel der nachfolgenden Untersuchungen ist es, den Festigkeitsabfall von bis zu 40% des Lochsteines gegenüber einem Vollstein der gleichen Mischungsrezeptur und Rohdichte eines Herstelltages zu erklären. In einem ersten Schritt werden dazu empirisch separat Größen- bzw. Volumeneffekte gegenüber Schlankheitseffekten an Standardprüfkörpern untersucht.

• Größen- bzw. Volumeneffekt (Probenform: Würfel)

Zur Untersuchung des Volumeneffektes auf die Druckfestigkeit für die eigenen Mischungsrezepturen der Vollstein-Produktionen V1- Nr. 1 und Nr. 2, wurden aus diesen Vollsteinen jeweils eine Prüfsérie aus 6 Würfeln der Kantenlängen 100, 150 und 175 mm im Nassschnittverfahren gesägt. Wegen der Schalungsabmessungen der Vollsteinschalungen mit $175 \times 175 \times 490 \text{ mm}^3$ ($b \times h \times L$) konnten keine Würfel der Abmessungen 200 mm entsprechend der Referenzwürfel früherer Normen hergestellt werden. Zusätzlich wurden für die Versuchsserie V1 des 1. Produktionstages auch Würfel mit 4 cm Kantenlänge geschnitten, um einen Einfluss des Verhältnisses von Größtkorn zur kleinsten Probenabmessung, gerade im Hinblick auf die schlanken Innenstege von monolithischen Wärmedämmsteinen aus LAC, zu untersuchen. Der Verhältniswert liegt für den verwendeten Blähtongrobzuschlag bei Würfeln mit 4 cm Kantenlänge bei 5, so dass der geforderte Grenzwert nach DIN EN 12390-1 bzw. /Alb67/, /Kim04/ von 3,5 bzw. max. 4 eingehalten wird. Alle Würfel wurden zur Einhaltung der Ebenheit der Lasteintragsflächen mit Gips abgeglichen.

5.1.3.2 Resultate

• Größen- bzw. Volumeneffekt (Probenform: Würfel)

Die Abbildung 5-4 zeigt die Testergebnisse der Druckfestigkeiten von Würfeln mit 100 und 175 mm Kantenlänge zu dem gemäß DIN 1045-1 gewählten Referenzprüfkörper eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge. Zusätzlich sind zur Beurteilung des Größeneffektes und zum Vergleich mit Literaturangaben für Normalbeton bzw. gefügedichten Leichtbeton die Umrechnungsfaktoren über die Steigung der Regressionsgeraden aus den Daten der Wertepaare ermittelt worden. Die für haufwerksporigen Leichtbeton geltende DIN EN 1520 sieht allerdings, wie aus Tabelle C-1 hervorgeht, als Referenzprobekörper einen Würfel bzw. Bohrkern mit 100 mm Kantenlänge vor. Deshalb sind die Testergebnisse des 150 mm Würfels in Relation zu 100 und 175 mm Würfeln zum Vergleich mit Norm und Literaturangaben getrennt in zwei Diagrammen ausgewertet.

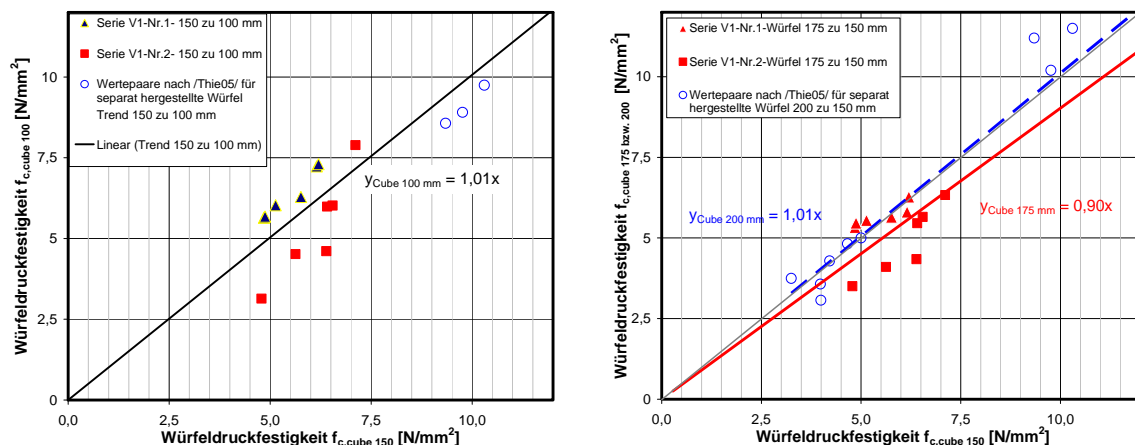


Abbildung 5-4: links: Vergleich der Druckfestigkeiten von Würfeln mit 150 zu 100 mm Kantenlänge
rechts: Vergleich der Druckfestigkeiten von 175'er bzw. 200'er Würfeln aus der Literatur /Thi05/ zu Würfeln mit 150 mm Kantenlänge

Für LAC zeigt sich, dass der Einfluss des Größeneffektes im Vergleich zu Normal- bzw. gefügedichten Leichtbeton deutlich verringert ist. Eine Übertragbarkeit der Umrechnungsfaktoren aus z.B. DIN 1045-1 bzw. den Literaturangaben aus /Fau03/, /Alb67/ werden durch die eigene Auswertung nicht bestätigt. Vielmehr deuten auch die wenigen Daten, die der Literatur /Thi05/ für LAC zu entnehmen sind darauf hin, dass der Umrechnungsfaktor von Würfeln mit 100 mm zu 150 mm Kantenlänge entsprechend der Angaben in DIN EN 1520, die für LAC aufgestellt wurden, auch zu 1,0 angegeben werden kann. Somit ist kein Umrechnungsfaktor für die Umrechnung von Druckfestigkeitsergebnissen von 150'er Würfeln zu 100'er Würfeln nötig.

Bezüglich eines Umrechnungsfaktors von Würfeldruckfestigkeiten eines 150 mm Würfels zu Würfeln mit 175 bzw. 200 mm Kantenlänge wird dagegen gemäß den eigenen Untersuchungsergebnissen ein Faktor im Bereich von 1,0 bis 1,1 ($=1/0,9$ – Steigung der Ausgleichsgeraden Abbildung 5-4; rechts) anzusetzen sein. Unter Beachtung der Streubandbreite der Testergebnisse und der Angaben für 200'er Würfel aus der Literatur, wird für die weiteren Betrachtungen zur Modellentwicklung ein mittlerer Umrechnungsfaktor von 1,05 für die Festigkeitsklassen LAC 2 bis 12 festgesetzt. Dies ist auch identisch mit den Angaben aus DIN EN 1520, siehe Tabelle C-1.

Gemeinsam sind beiden Testergebnissen in Abbildung 5-4 an großformatigen Würfeln zwischen 100 und 200 mm Kantenlänge, dass tendenziell die Druckfestigkeit mit zunehmender Probengröße bzw. Volumen sinkt. Dies entspricht somit den Feststellungen anderer Autoren zu Normal- und gefügedichten Leichtbetonen, wie auch den Angaben von Umrechnungsfaktoren nach der für LAC geltenden DIN EN 1520 (s. Kapitel 5.1.2). Zur mathematischen Beschreibung der Druckfestigkeit von Standardprüfkörpern aus LAC genauso wie für Proben aus Normalbeton ist also das Weibull-Modell geeignet, um den Einfluss des Probenvolumens auf die Druckfestigkeit statistisch funktional zu erfassen. Die eigenen Untersuchungen stimmen somit im Rahmen der Streuungen mit den Normangaben für LAC überein.

- **Einfluss der Probenschlankheit bzw. der Randstörung durch die Querdehnungsbehinderung der Lasteinleitungsplatten (Probenform: Zylinder)**

Um die Übertragbarkeit der bekannten Umrechnungsfaktoren zum Einfluss der Probenschlankheit von Standardzylindern (\varnothing 150 mm; H=300 mm) im Vergleich zu 150'er Würfeln zu untersuchen, wurden Zylinder und Würfel aus Vollsteinen der gleichen Rezeptur geschnitten und nach 28 Tagen getestet. Dieser Vergleich dient der Erfassung des Einflusses der Randstörung durch die Querdehnungsbehinderung der Druckplatten auf die Festigkeit. Die Abbildung 5-5 zeigt den Vergleich zwischen den gemessenen Druckfestigkeiten der zuvor beschriebenen Zylinder und Würfel aus LAC der Trockenrohdichten von 600 bis 1850 kg/m³ auf Basis von Blähton-, Blähglas- und dolomitischen Kalksplittzuschlägen, die aus Vollsteinen der werksmäßigen Großfertigung entnommen wurden.

Der Umrechnungsfaktor für die festigkeitssteigernde Wirkung der Randstörungen infolge Reibung zwischen Druckplatten von gedrunenem Prüfkörper mit einer bezogenen Schlankheit von $\bar{\lambda}=1,0$ im Vergleich zu einem Prüfkörper mit einer Schlankheit von 2 kann durch Regressionsrechnung wie folgt abgeschätzt werden:

$$f_{lc,cyl} = f_{lc,cube} / (1/0,97) = f_{lc,cube} / 1,03$$

Gl. 5-1

Dieses Ergebnis liegt unterhalb der Angaben der DIN EN 1520 für LAC der Festigkeitsklassen LAC 2-12 mit einer Bandbreite des Umrechnungswertes in Abhängigkeit der charakteristischen Druckfestigkeit von 1,05 bis 1,18 (s. Tabelle C-2). Allerdings stimmt der empirisch gefundene Umrechnungsfaktor für den Festigkeitsbereich von 2 bis 25 N/mm² tendenziell mit den Angaben nach /Fau03/ für gefügedichte Leichtbetone (Tabelle C-2) überein. Faust stellte aufgrund empirischer Untersuchungen an gefügedichten Leichtbetonen fest, dass der Umrechnungsfaktor von 150'er Würfeln zu Zylinder 150/300 zu 1,05 festgesetzt werden kann und somit auch unter den Normangaben von 1,10 nach DIN 1045-1 und EN 206-1 für gefügedichten Leichtbeton liegt.

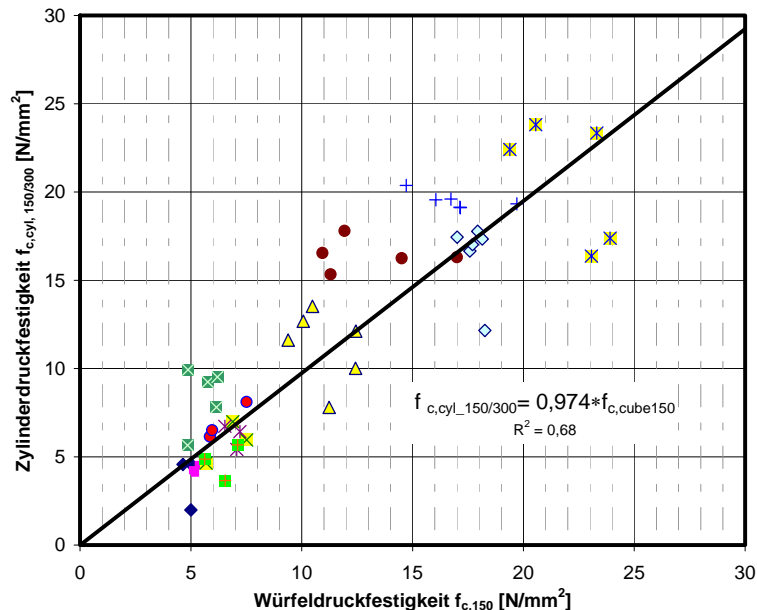


Abbildung 5-5: Vergleich der Druckfestigkeiten von Würfeln mit 150 mm Kantenlänge $f_{c,cube150}$ zu Zylinderdruckfestigkeiten $f_{c,cyl, 150/300}$

Wegen der größeren E-Modul-Verhältnisse von gefügedichten Betonen gegenüber LAC mit haufwerksporiger Gefügestruktur ist es auch erklärbar, dass der Einfluss der festigkeitssteigernden Querdehnungsbehinderung durch mehrachsige Spannungszustände im Bereich der Kontaktflächen zu den Druckplatten für LAC verringert wird. Somit weicht die Zylinderdruckfestigkeit im Mittel nur gering von der Würfeldruckfestigkeit nach unten ab und sollte gemäß des eigenen Datensatzes pauschal über alle Festigkeitsklassen zu 1,03 festgesetzt werden. Allerdings ist dieser Einfluss auch sehr stark von der Art der verwendeten Zuschläge und der Mischungsrezeptur abhängig.

5.1.4 Größen- bzw. Geometrieffekte bei Lochsteinen vs. Vollsteinen

In den vorhergehenden Unterkapiteln wurde versucht, die Einflüsse von Probengröße bzw. Volumen sowie Schlankheit auf die Druckfestigkeit von genormten Standardprüfkörpern aus LAC experimentell separiert nachzuweisen und mit Werten aus der Normung bzw. Literatur zu vergleichen. Dabei lässt sich klar erkennen, dass die Einflüsse von Probengröße bzw. Volumen zwischen 0 und 10 % (Umrechnungsfaktor 1,0 bis 1,1) für Standardprobewürfel liegen. Der Einfluss der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}=h/d$ beträgt für den Vergleich von kompakten Proben wie Standardzylindern im Mittel über den betrachteten Rohdichtebereich von 500 bis 1900 kg/m³ ca. 3% (Faktor 1,03). Mit diesen Untersuchungen an kompakten Prüfkörpern lassen sich allerdings der anfänglich beschriebene Druckfestigkeitsunterschied von 33,4 % zwischen Vollsteinen (Versuchs-Serie V1) und Lochsteinen (Serie V2) der gleichen Mischungsrezeptur und Herstelltag, bezogen auf die druckbelastete Nettoquerschnittsfläche A_{Netto} der Lochsteine, nicht vollständig erklären (s. Abbildung 5-1). Neben den reinen Einflüssen aus Querdehnungsbehinderung bzw. Randeinspanneffekten durch die Endflächenreibung der Druckplatten auf die bezogene Probenschlankheit $\bar{\lambda}$, dem Verhältnis von Probenabmessungen zum Größtkorn bzw. dem sogenannten Größen- oder Volumeneffekt, müssen also weitere Einflussfaktoren existieren, die die Lochsteinfestigkeit im Vergleich zur reinen Materialfestigkeit (Vollsteine) reduzieren.

Umrechnungsfaktoren auch für verschiedene Mauersteinformate sind bereits bekannt, allerdings wurden die meisten Tests an homogenen Materialproben als haufwerksporigem Leichtbeton, wie Porenbeton /Wo108/ oder Kalksandsteinen /Kas80/ mit einem sehr kleinen Größtkorn und an Vollsteinen ohne Lochkammern bestimmt. Dadurch lässt sich, im Gegensatz zu Lochsteinen mit

filigranen Innenstegausbildungen, leichter ein Vergleich mit genormten Standardprüfkörpern, wie Würfelgeometrien, auch experimentell vollziehen.

Wegen der zunehmenden Formatvielfältigkeit von Mauersteinen wurden bereits umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss der Querdehnungsbehinderung bzw. der Festlegung von Formfaktoren an allen Mauersteinarten durchgeführt /Bee05/. Als Bezugsformat wurde für die deutsche Normung das Steinformat 2 DF (240 (l) x 115 (b) x 113 (h) mm³) gewählt. Zur Vereinfachung der Anwendung sind die deutschen Formfaktoren einheitlich für alle Mauersteinarten nur für verschiedene Steinhöhen festgelegt worden. Die Werte liegen, wie in Tabelle 5-2 ersichtlich, für z.B. Voll- und Lochsteine aus Leichtbeton zwischen 1 und 1,2 (vgl. z.B. DIN V 18152). Gemäß *Beer* /Bee05/ konnten allerdings für die in der Marktstudie (Kap. 3) und für Wärmedämmsteine überwiegend geltende Steinfestigkeitsklasse 2 keine Formfaktoren sicher nachgewiesen werden, weshalb für diese Mauersteine einheitlich ein Formfaktor von 1,0 normativ angesetzt wird. Dies führt *Beer* ebenfalls auf den verringerten Einfluss der Querdehnungsbehinderung mit abnehmender Steifigkeit des Steinmaterials zurück (vgl. Kapitel 5.1.3). Die Normdruckfestigkeit $\beta_{D,st}$ des Bezugsformates 2 DF ergibt sich dann durch die Multiplikation der geprüften Steindruckfestigkeit mit dem Formfaktor f_{DIN} .

Tabelle 5-2: Formfaktoren f_{DIN} aus der deutschen Normung (z.B. DIN V 18152:2003) in Abhängigkeit der Steinfestigkeitsklasse $\beta_{N,st}$ und Steinhöhe h

$\beta_{N,st}$ [N/mm ²]	h [mm]	f_{DIN} [-]
2	alle Höhen	1,0
> 2	< 175	1,0
	$175 \leq h < 238$	1,1

Im Zuge der europäischen Normung werden die Formfaktoren aufbauend auf zumeist englischen Untersuchungen /Bee05/ auf einen fiktiven „Steinwürfel“ mit 100 mm Kantenlänge in Abhängigkeit der Steinhöhe und auch dem Kleinstwert aus Steinlänge oder –breite in der Prüfnorm DIN EN 772-1 angegeben. Die Normdruckfestigkeit f_b der Mauersteine ergibt sich aus der Multiplikation des Prüfwertes f_{Pr} der Steindruckfestigkeit mit dem Formfaktor δ_{EN} wie folgt:

$$f_b = \delta_{EN} \cdot f_{Pr} \quad \text{nach DIN EN 772-1 bzw.} \quad \text{Gl. 5-2}$$

$$\beta_{D,st} = f_{DIN} \cdot \beta_{PR} \quad \text{nach DIN V 18152-100: 2005}$$

Beer wertete diese Ansätze im Zuge der eigenen Untersuchungen in einem Diagramm über die bezogene Schlankheit als Verhältnis aus Steinhöhe zu Mindestmaß aus Breite oder Länge ($h/\min(l,b)$) aus (Abbildung 5-6). Er kam zu dem Schluss, dass sich für die Schlankheit von $\bar{\lambda}=1$ unterschiedliche Formfaktoren für unterschiedliche Mindestwerte von Länge oder Breite der Steine ergeben. Dies kann mit dem vorgestellten und für Normalbeton weitläufig untersuchten Einfluss des Größeneffektes auf die Druckfestigkeit begründet werden.

Nicht erklärbar ist allerdings, dass die Formfaktoren mit Vergrößerung der Mindestkantenlänge des Prüfkörpers größer werden. *Beer* selbst, konnte auch keine weiterreichenden Erklärungen aus der Literatur entnehmen oder durch eigene Untersuchungen an LAC- Voll- und Lochsteinen finden.

Beer et. al. /Bee05/ untersuchten darüber hinaus Mauersteintypen wie Porenbeton-, Kalksand-, Leichtbetonvollsteine und –lochsteine sowie Hochlochziegel. Aber gerade für die Voll- und Lochsteine aus Leichtbeton (LAC) lassen sich aus den Datensätzen keine eindeutigen Formfaktoren herleiten. Als Grund werden herstellungsbedingte Einflüsse und von den anderen Mauersteinarten abweichende Steifigkeits- und Querverformungseigenschaften benannt. Auch führten die Auswertungen der dort untersuchten experimentellen Datensätze im Vergleich zu empirischen Ansätzen zur Beschreibung des Formateinflusses aus der Literatur, gerade für Lochsteine aus LAC, zu keinen brauchbaren Ergebnissen, denn gerade für Lochsteine ist der Bezug auf einen äquivalenten

„Steinwürfel“ kaum möglich. Die aus der Normung zu entnehmenden Formfaktoren zur Bestimmung der Steinfestigkeit in Abhängigkeit des Steinformates sind daher nicht sinnvoll, da diese auf das Bruttovolumen bzw. die Außenabmessungen der Steine bezogen werden. Tatsächlich weisen aber Lochsteine unterschiedliche Lochkonfigurationen auf, wodurch gerade bei Wärmedämmsteinen wie Vollblöcken mit Schlitz (Vbl SW) oder auch Hohlblöcken (Hbl) unterschiedlich schlanke Innenstege resultieren. Die so entstandenen „inneren Schlankheiten“ der lastabtragenden Stege im Lochstein können durch die zuvor beschriebenen normativen „äußeren“ Formfaktoren in keinem Fall abgebildet werden.

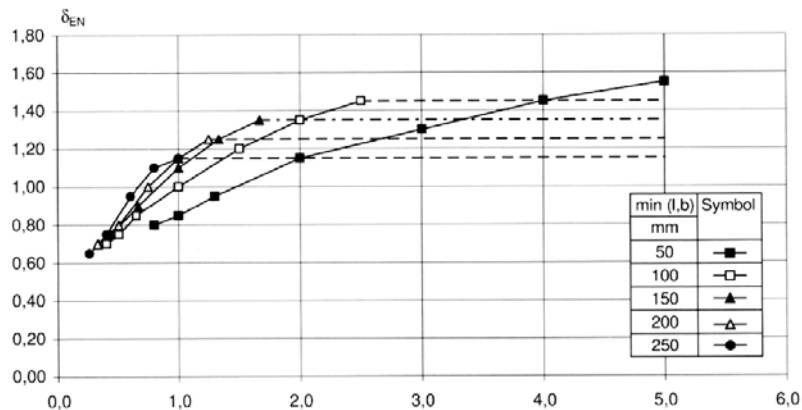


Abbildung 5-6: Europäische Formfaktoren nach DIN EN 772-1 in Abhängigkeit der bezogenen Schlankheit $\lambda=h/\min(l,b)$ /Bee05/

Aus der Literatur /Kas80/, /Bee05/ können weiterhin folgende Umrechnungsfaktoren auf der Grundlage der in Tabelle 5-3 dargestellten empirischen Ansätze zur Beschreibung des Formateinflusses von Mauersteinen gefunden werden. Eine Überprüfung dieser Ansätze ergab allerdings für die im Folgenden vorgestellten eigenen Versuche keine gute Übereinstimmung mit den Datensätzen, da die empirischen Ansätze bezogen auf repräsentative Würfel hergeleitet wurden und für Lochsteine nicht ohne weiteres übertragbar sind.

Tabelle 5-3: Empirische Ansätze zur Beschreibung des Formateinflusses von Mauersteinen

Autor Literaturstelle	Umrechnungsformel (dimensionsgebunden)	Referenzprobekörper (Abmessungen)
Beer/ Schubert /Bee05/ Leichtbeton (LC)	$f_v = a \cdot (1 - e^{-b \cdot \lambda^c})$ a,b,c Koeffizienten aus Regressionsrechnung; mit $a=1,36$; $b=1,61$, $c=0,97$ für LAC- Vollsteine $\lambda \equiv \bar{\lambda} = h/(\min(l,b))$	Würfel mit 100 mm Kantenlänge
Kasten /Kas80/	$f_{20} = 0,89 + \frac{6,96}{\left(1 + \frac{\sqrt{A}}{10 \cdot \sqrt{A_w}}\right)^{1,78} \cdot \left(\frac{U_0}{U}\right)^{5,98}}$ A= Druckfläche des Steins in mm ² ; A _w = Druckfläche Würfel in mm ² ; U ₀ =Umfang der Druckfläche Stein in mm	Würfel von 20 cm Kantenlänge

5.1.4.1 Versuchsbeschreibung

Um auch experimentell einen Beleg für weitere Einflussfaktoren und gegenseitige Beeinflussungen von verschiedenen Parametern auf die Druckfestigkeit zu erlangen, wurden zudem unterschiedliche Steinkonfigurationen durch Zuschchnitt der Lochsteine (s. Abbildung 5-1) im Vergleich zum ungeschnittenen Referenzstein Vbl SW 2 (Format 20 DF) aus der Versuchsserie V2-Nr.1 getestet. Die Druckflächen der jeweiligen Steine wurden vor der Prüfung gemäß dem Referenzverfahren nach DIN V 18152 mit Gips abgeglichen und kraftgeregelt getestet. In einer ersten Versuchsreihe wurden jeweils drei Einzelsteine je Prüfserie nach 151 Tagen untersucht. Analysiert wird der Einfluss der Schlankheit infolge der Querdehnungsbehinderung bzw. der Randstörung durch die Druckplatten auf

die Lochsteinfestigkeit. Dazu wurden die Referenzlochsteine V2 aus LAC in 1/3 und 2/3 ihrer Höhe von 238 mm durch horizontale Sägeschnitte geschnitten. Die Prüfhöhen der Prüfkörper betrugen damit 78 mm (1/3 h) und 156 mm (2/3 h). Somit können unterschiedliche Schlankheiten bei gleichem Lochbild untersucht werden. Der Deckel der Lochsteine aus LAC wurde dabei durch Nasssägen abgetrennt, so dass sich zwei gleichförmige Prüfkörper ergeben (s. Abbildung 5-7; rechts). Des Weiteren wurden die Lochsteine auch in Ihrer Breite zugeschnitten, um theoretisch den gleichen mechanischen Schlankheitsgrad ($\lambda = s_k/i$), wie bei den getesteten Vollsteinen der gleichen Rezeptur (Serie V1-1; Abbildung 5-1; erster Produktionstag) zu erzielen (s. Abbildung 5-7, Mitte).

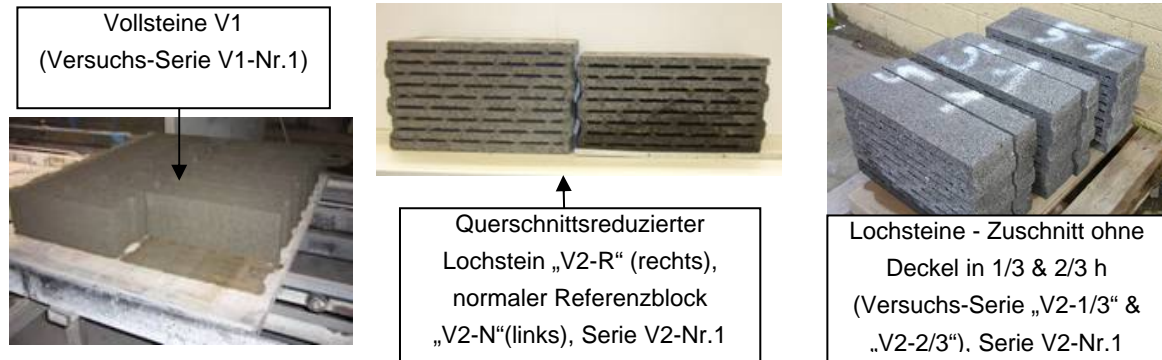


Abbildung 5-7: Proben der gleichen Mischungsrezeptur, Herstelltages und Trockenrohdichte zur Untersuchung des Geometrie-, Größen- und Schlankheitseffektes bei Loch- vs. Vollsteinen

Als Referenzstein wurden zum selben Zeitpunkt gleichalte, ungeschnittene „normale“ Lochsteine als Bezugsformate („Referenz“; V2-N) mitgetestet (s. Abbildung 5-7, Mitte links). Eine Prüfserie pro Steinkonfiguration besteht aus mindestens 3 bis 6 Steinprüfkörpern.

Neben den Tests an Lochsteinen wurden außerdem Hohlblocksteine mit 2 zur Mittelachse symmetrischen Kammern aus den zum gleichen Zeitpunkt hergestellten Vollsteinen (Serie V1) mit etwa der gleichen Trockenrohdichte geschnitten. Die Abbildung 5-8 zeigt das Schnittmuster der aus Vollsteinen ohne Lochung hergestellten Hohlblocksteine. Die Stirnseiten mit Nut und Federausprägung des Steins wurden zum einen mit herkömmlichen 2-Komponenten-Kleber und zum anderen je die Hälfte der Steine mit besonders festem Spezialkleber X60 vom Hersteller HBM verklebt. Ein negativer Einfluss des Klebers, z.B. durch Versagen der Klebefugen, konnte während der Drucktests allerdings nicht festgestellt werden. Die Bruchbilder glichen denen von herkömmlich hergestellten Lochsteinen.

Ziel dieser letzten Versuchsserie ist es, den Einfluss von Lochkammern und eines variierenden Verhältnisses von Stegslankheit zum verwendeten Größtkorn des LAC unter Ausschluss von Verdichtungs- und Befüllungseffekten (s. Kapitel 5.1.2) sowie verstärktes oberflächliches Schwinden der LAC-Betone zu untersuchen. Diese Effekte sind insbesondere bei Lochsteinen mit filigranen Innenstegstrukturen zu erwarten. Für die produzierten Vollsteine zeigen hingegen vorhergegangene Untersuchungen /Leu08/, dass die Unterschiede in der Rohdichte- und Festigkeitsverteilung über die Steinhöhe gering sind. Dazu wurden aus den Vollsteinen in verschiedenen Höhenlagen Würfel mit 4 cm Kantenlänge herausgeschnitten und jeweils 10 Einzelwerte getestet.

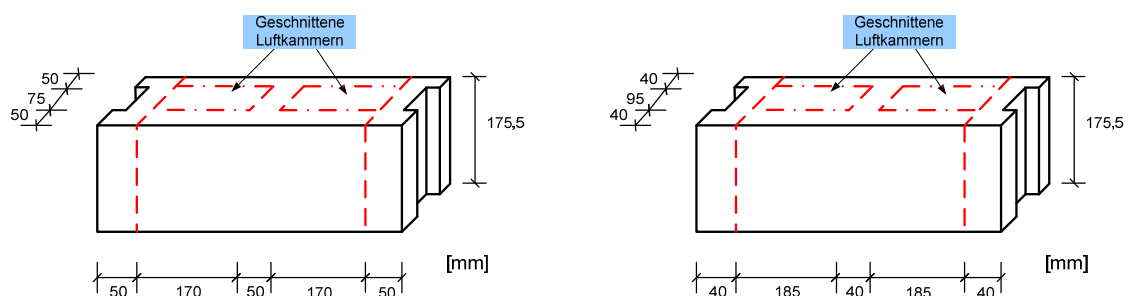


Abbildung 5-8: Schnittmuster der hergestellten Hohlblocksteine mit Stegdicken von 50 mm (Hbl 50) und 40 mm (Hbl 40)

5.1.4.2 Resultate

• Lochsteine

Die Druckfestigkeit betrug für den Vollstein V1 ohne Luftkammern zum Prüfzeitpunkt nach 151 Tagen vergleichsweise $7,9 \text{ N/mm}^2$. Die in diesen Versuchen erzielten höheren Festigkeiten im Vergleich zu den Angaben der Basiswerte nach 28 Tagen für den betrachteten Produktionsversuch V1-Nr. 1 in Abbildung 5-1, sind im Übrigen auf eine fortschreitende Hydratation bis zu dem vorliegenden Prüfzeitpunkt nach 151 und wiederholt nach 195 Tagen zurückzuführen. Durch den unterschiedlichen Hydratationsfortschritt, der aus den größeren, zur Verdunstung des Wassers zur Verfügung stehenden Oberflächen bei Lochsteinen resultiert, kommt es zu noch größeren Festigkeitsunterschieden zwischen Voll- und Lochsteinen als bei den Versuchen nach 28 Tagen. Die in der Abbildung 5-9 dargestellten Ergebnisse von Lochsteinen $\beta_{PR, \text{Anetto}, V2}$, die durch Zuschnitt in ihren Geometrien und Steinschlankheiten modifiziert wurden, sind auf den Mittelwert der Vollsteinfestigkeit $\beta_{PR, V1}$ zum selben Prüfzeitpunkt nach 151 und 195 Tagen wie folgt normiert worden, um klar die relativen Druckfestigkeitsunterschiede in Form eines Reduktionsfaktors f_{Geom} infolge der unterschiedlicher Steingeometrien herauszustellen:

$$f_{\text{Geom}} = \frac{\beta_{PR, \text{Anetto}, V2 - \text{Lochstein-Konfig}}}{\beta_{PR, V1 - \text{Vollstein}}} \quad \beta_{PR} \text{ nach DIN V 18152-100: 2005 aus Versuch} \quad \text{Gl. 5-3}$$

Für die Versuchsserie V2-Nr. 1 an Wärmedämmsteinen des Formats Vbl SW mit Luftschlitzen und schlanken Innenstegen ließ sich z.B. deutlich eine Erhöhung der Steindruckfestigkeit bei gleichbleibender Grundfläche bzw. Lochbild durch eine Reduzierung der Steinschlankheit nachweisen. Dazu wurde der ungeschnittene Referenzstein (20 DF) in 1/3 und 2/3 der Steinhöhe durch Horizontalschnitt gekürzt. Bezogen auf den Referenzstein „V2-N“ konnte für die auf 1/3 der Höhe zugeschnittenen Steine eine Erhöhung der Druckfestigkeit von 30% festgestellt werden. Für die auf 2/3 der Ausgangshöhe von 238 mm geschnittenen Steine beträgt die Steigerung der Druckfestigkeit bezogen auf den druckbelasteten Nettoquerschnitt der Stege aus LAC (A_{Netto}) immer noch ca. 23%. Dieser Höhen- bzw. Schlankheitseffekt ist in erster Linie auf eine querdehnungsbehindernde Wirkung der Lasteinleitungsplatten zurückzuführen, wobei die sich im Druckversuch durch die Querdehnung des LAC im Steinquerschnitt ergebenden Querkzugspannungen überdrückt werden. Dieses Phänomen wurde bereits eingangs in Abschnitt 5.1.3.1 auch mit Hilfe theoretischer Annahmen aus der Elastostatik erklärt. Allerdings liegen, wie die Abbildung 5-9 zeigt, die so erzielten Nettodruckfestigkeiten im Mittel immer noch -30 bis -34% unterhalb der Bezugsfestigkeit der zum gleichen Zeitpunkt hergestellten und geprüften Vollsteine V1 derselben LAC-Rezeptur.

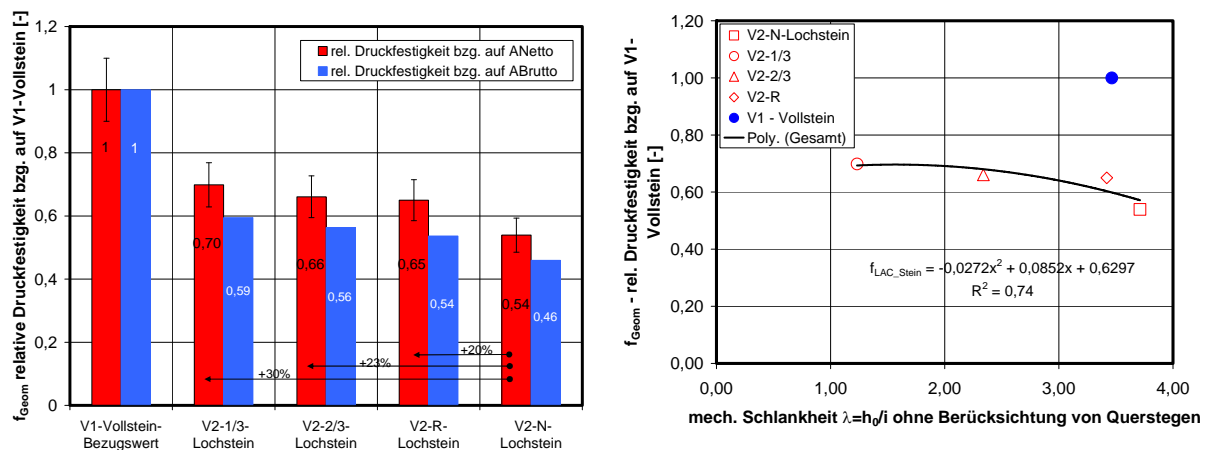


Abbildung 5-9: Einfluss der Steingeometrie für Lochsteine aus LAC unter Angabe der relativen Druckfestigkeit als Mittelwert bezogen auf die Vollsteinfestigkeit zum gleichen Prüfzeitpunkt nach 151 und 195 Tagen (links); Festigkeitsverluste bzgl. auf die mechanische Schlankheit λ (re.)

Die zuvor beschriebene Querschnittsreduktion zur Erlangung desselben mechanischen Schlankheitsgrades $\lambda = s_k/i$ des Lochsteins (20 DF-Format-Serie V2), wie für die Vollsteine der gleichen Rezeptur und Herstelltag (Serie V1), führt auch nur zu einer geringeren Erhöhung der Druckfestigkeit. Die Druckfestigkeit steigt gegenüber des in der Breite ungeschnittenen Referenz-Lochsteins V2-N um lediglich 20%, bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche des Steins an. Somit liegt die relative Druckfestigkeit bei nur 65% gegenüber der geprüften Vollsteinfestigkeit V1 (s. Abbildung 5-9).

Damit kann folglich, sowohl durch die Querschnittsreduktion der Lasteinleitungsfläche der Lochsteine V2, sowie durch die Verringerung der Schlankheit bzw. Höhe der Lochsteine nicht der vergleichsweise große Festigkeitsverlust von -46% bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche gegenüber den Vollsteinen V1 des gleichen LAC's nach 151 und 195 Tagen ausgeglichen werden.

Da durch eine deutliche Verringerung der Schlankheit des Lochsteins immer noch nicht die Material- bzw. Vollsteinfestigkeit der LAC- Probekörper erreicht wird, lässt dies bereits den Schluss zu, dass die Festigkeit nicht nur durch die Lochkammern von im Mittel 18,2 Vol-%, sondern auch durch die Stegstruktur selbst aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten der Stege aus LAC im Lochstein beeinflusst wird. Eine Wiederholung der Versuche zum Schlankheitseinfluss auf die Lochsteinfestigkeit nach 195 Tagen bestätigte die ersten Versuchsergebnisse und zeigt auch deutlich, dass die dort erzielten Ergebnisse nun unabhängig vom Hydratationsfortschritt aufgrund des hohen Probenalters sind. Es wurden fast identische Festigkeitswerte als arithmetisches Mittel der Einzelwerte geprüft, so dass die Werte im Diagramm in Abbildung 5-9 als Mittelwerte unter Angabe der Standardabweichung zusammengefasst werden. Somit lässt sich der Höheneffekt reproduzieren und ist für diese Steinart eindeutig belegt, wie auch die Trendlinie zur Entwicklung der rel. Druckfestigkeit in Abhängigkeit der mechanischen Schlankheit λ in Abbildung 5-9, rechts belegt.

• Geschnittene Hohlblocksteine

Um die Einflussfaktoren für die drastischen Festigkeitsunterschiede zwischen Lochsteinen zur Materialfestigkeit weiterführend experimentell nachweisen zu können, wurden zudem aus Vollsteinen durch Sägeschnitte Hohlkammersteine mit zwei Luftkammern und unterschiedlichen Stegdicken von 50 mm (Hbl-50) und 40 mm (Hbl-40) hergestellt (s. Abbildung 5-8). Die Ergebnisse aus diesen kraftgeregelten Versuchen nach DIN EN 772-1 zeigt die nachfolgende Abbildung 5-10. Dort sind die Testresultate der aus den Vollsteinen der gleichen Produktion gesägten Hohlblöcke gegenübergestellt und in Abhängigkeit des jeweiligen Lochanteil der Luftkammern in Vol-% bezogen auf das Gesamtvolumen der Steine aufgetragen. Zum direkten Vergleich sind auch hier wieder die Druckfestigkeiten der Lochsteine bzw. geschnittenen Hohlblöcke bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche als relative Druckfestigkeiten in Bezug auf die Vollsteinfestigkeit dargestellt, um einen „Vergleich zur reinen Materialfestigkeit“ mit den Vollsteinen zu ermöglichen. Durch die zunehmende Schlankheit der Innenstege fällt die auf die Steinquerschnittsfläche bezogene Druckfestigkeit von 7,9 N/mm² für den Vollstein nach 151 Tagen auf im Mittel 6,59 N/mm² für den Hbl-50 Stein und sogar auf 5,65 N/mm² als Einzel- Testergebnis für den gesägten Hbl-40 Block. Dies entspricht einem Abfall der Druckfestigkeit bezogen auf den LAC- Nettoquerschnitt von 16,5% bzw. von 28,5% in Bezug auf den Vollstein als Ausgangsreferenz der „Material- bzw. Steinfestigkeit“ (s. Abbildung 5-10). Folglich wird auch experimentell die Vermutung bestätigt, dass die Dicke bzw. Schlankheit der Stege (h/d) bei Lochsteinen die resultierenden Steindruckfestigkeiten signifikant beeinträchtigen. Allerdings kann der Abfall der Steindruckfestigkeit nicht allein durch den Lochanteil und die Dicke und Schlankheit der einzelnen Innenstege von den untersuchten Lochsteinen erklärt werden. Denn bei den untersuchten Lochsteinen des Typs Vbl SW (Serie V2) betrug der Lochanteil im Mittel nur 18,2 Vol-% im Vergleich zu 31,7 Vol-% (Hbl-50) und 44,1 Vol-% (Hbl-40) für die zugeschnittenen Hohlblocksteine. Die größere Schlankheit der Innenstege bei den 20 DF-Lochsteinen der Versuchs-Serie V2 und den zuvor erwähnten, und bei den Hohlblockversuchen gezielt

ausgeschlossenen Befüllungs- und Verdichtungseffekten während des Produktionsprozesses auf die Endfestigkeit der Lochsteine, kommt somit mindestens ein Einfluss von 10 bis 20% zur Reduzierung der Steindruckfestigkeit zu.

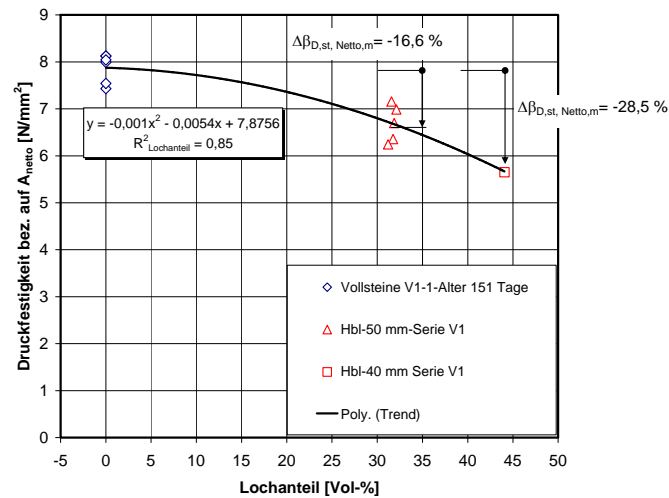


Abbildung 5-10: Einfluss der Lochanteile auf die Steindruckfestigkeit, Trendlinie für gleichalte Mauersteine derselben Produktion aus Vollsteinen zugeschnitten

Im Übrigen ist auch der Einfluss des Größtkorns im Verhältnis zu den Mindestkantenlängen der Prüfkörper bzw. Innenstege zu beachten. Das verwendete Größtkorn beträgt für alle Steine wegen der gleichen LAC- Rezeptur 8 mm. Die vertikal lastabtragenden Längsinnenstege im Lochstein Vbl SW (Serie V2) weisen allerdings nur eine mittlere Dicke ca. 20-22 mm auf. Dies entspricht nur ca. dem 2,5- fachen des Größtkorndurchmessers. Hingegen beträgt die Mindeststegdicke für die geschnittenen Hbl-40 Steine schon das 5- fache und für den Hbl-50 Stein sogar das 6,25- fache des Größtkorns. Somit sind bei den gesägten Hbl-Steinen die Forderungen nach DIN EN 12390-1 für im Labor geschaltete, wie auch nach DIN EN 12504 und DIN EN 1354 für aus Bauwerken kerngebohrte Proben eingehalten, wonach die Mindestkantenlänge der Prüfkörper mindestens größer als dem 3- fachen des Größtkorns sein soll. Ansonsten ist sowohl nach DIN EN 1354 für LAC, sowie nach DIN EN 13791 für kerngebohrte Proben aus Normalbeton, wegen der Zunahme der Streuung der gemessenen Druckfestigkeit, die Probenanzahl deutlich zu erhöhen und mit einer Verringerung der Druckfestigkeit von bis zu 20% zu rechnen. Die Zunahme der Streuungen kann auch durch die eigenen Versuche an LAC für kleinere Kantenlängen im Vergleich zu den Standardwürfeln mit 150 oder 100 mm in Abbildung C-4 im Anhang C verdeutlicht werden. Die Würfelproben mit 40 mm Kantenlänge weisen in dem dortigen Diagramm die größte Standardabweichung auf. Dies passt in der Tendenz auch zu Aussagen in den Literaturstellen /Alb67/, /Bau76/ bzw. /Wol08/ für homogenere mineralische Baustoffe. Unter einer Kantenlänge von 40 mm wird aber auch nach DIN EN 1520 kein weiterer Abminderungsfaktor genannt, der mit schlanken Innenstegen aus LAC von Stegdicken bis nur 20 mm aus klassischen Lochsteinen korreliert werden könnte (s. Tabelle C-1).

Anscheinend kommt bei den klassischen Wärmdämmsteinen durch die sehr schlanken Innenstege kombiniert mit Befüllungsmängeln, noch ein Versagen auf Biegezug bzw. Stabilität hinzu, da die Steine trotz geringeren Luftkammeranteilen zu deutlich geringeren Druckfestigkeiten, als die aus Vollsteinen gesägten Hbl-Blöcke neigen. Dies wird indirekt auch durch den Vergleich der eigenen Datensätze mit der von Beer et. al. /Bee05/ (Tabelle 5-3) auf Basis von Würfeln mit 100 mm Kantenlänge hergeleiteten Funktion zur Bestimmung eines Formfaktors $f_v = \beta_{\text{Würfel},100} / \beta_{\text{Stein}}$ für die Steindruckfestigkeit deutlich. Die Vollsteinversuche und die aus Vollsteinen geschnittenen Einzelwerte der Hbl-50 und -40 Blöcke können mehr oder weniger dem Modellansatz folgen im Verhältnis zu der Würfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge 100 mm als Referenz. Jedoch fallen die zuvor gezeigten Versuche an Lochsteinen Vbl SW (Serie V2), auch für unterschiedliche Schlankheiten durch Zuschnitt der Steine in der Höhe aus dem Rahmen und sind nicht mit dem Ansatz nach /Bee05/

beschreibbar, wie die mathematische Auswertung mittels dem Programm Origin in Abbildung 5-11 zeigt.

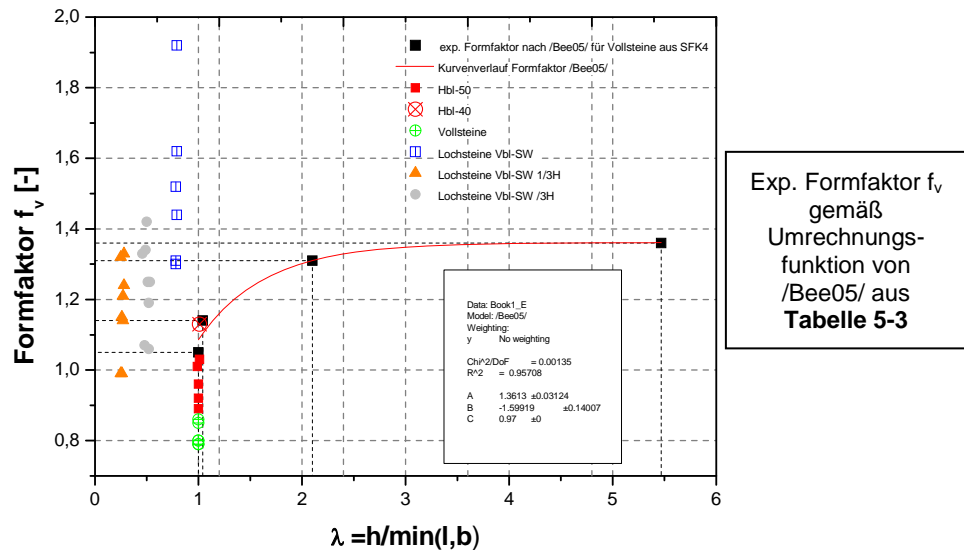


Abbildung 5-11: Vergleich der aus den eigenen Versuchen experimentell bestimmten Formfaktoren f_v mit Ansatzfunktion und Testdaten von /Bee05/ für Vollsteine ohne Lochschlitze aus LAC

Deshalb werden in den weiterführenden Kapitel 5.2 zusätzliche empirische Untersuchungsergebnisse an kleinformatigen Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen zur Überprüfung des Einflusses der Innenstegschlankheiten auf die resultierende Druckfestigkeit vorgestellt, die den Einfluss von Befüllungs- (Größtkorn), Verdichtungseffekten und der Schlankheit der Stege belegen sollen.

5.1.5 Schlussfolgerungen zum Größen- und Geometrieeffekt auf die Festigkeit

Aus den zuvor dargestellten Literaturrecherchen und experimentellen Untersuchungsergebnissen sowohl von kompakten Referenz-Laborprüfkörpern, als auch durch Versuche an veränderten Geometrien von Voll- und Lochsteinen, lässt sich folgendes bzgl. des Einflusses auf die resultierende Druckfestigkeit ableiten:

- Die Lochstein-Druckfestigkeiten bezogen auf Nettosteinquerschnittsfläche weichen signifikant von den getesteten Vollsteinfestigkeiten ab. Der Vergleich der Druckfestigkeiten der Vollsteine bzw. Referenzwürfel zu den Druckfestigkeiten der Lochsteine ergibt, dass aufgrund der Geometrie der Lochsteine die resultierenden Druckfestigkeiten im Mittel um 33 bis 40% im Vergleich zu den Vollsteinen reduziert werden.
- Die gezielte Auswertung von Literaturstellen in Kapitel 5.1 zum Einfluss des Größeneffektes bzw. Volumens und der Schlankheit nicht stabilitätsgefährdeter Prüfkörper verdeutlicht, dass auch für LAC- Betone diese Einflüsse, sowohl durch theoretische FE-Berechnungen, als auch experimentell nachvollzogen werden können. Allerdings ist der Einfluss der Probengröße bei einer bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}=h/d=1$ und damit der Einfluss von Fehlstellen im Gefüge für Proben aus LAC nicht so signifikant wie für Normalbeton. Der Einfluss beträgt für Würfel mit Kantenlängen zwischen 100 und 200 mm ca. 5% (Festigkeitsklasse LAC 2 bis 4). Auch der Einfluss der Endflächenreibung der Lasteinleitungsplatten bzw. die resultierende Querdehungsbehinderung für Prüfkörper unterschiedlicher Schlankheit $\bar{\lambda}$, ist bei LAC aufgrund veränderter Steifigkeitsverhältnisse von Zuschlag und Matrix nicht so ausgeprägt, wie bei Normalbeton. Hier beträgt der Einfluss nur ca. 3% für die Umrechnung von Würfeln mit 150 mm Kantenlänge zur Zylinderdruckfestigkeit ($\varnothing 150$ mm, $h=300$ mm).
- Andere Einflussfaktoren, wie Verdichtungsunterschiede und der Einfluss der Lagerungsbedingungen (feucht/trocken) bis zur Prüfung nach 28 Tagen wurden in Vergleichstest

an **aus Vollsteinen geschnittenen Würfeln** unterschiedlicher Dimensionen zudem auch geprüft (s. Kapitel 4). Generell kann aus den Versuchen für die bei diesen Prüfungen getesteten LAC-Betone in einem Rohdichtebereich von 500 bis 1400 kg/m³ festgehalten werden, dass dieser Einfluss max. die Druckfestigkeit im Gegensatz zum Referenzverfahren um 10% verringern kann und damit nur bedingt den Unterschied der Festigkeiten zwischen Voll- und Lochsteinen erklären lässt.

- Die Versuche an Mauersteinen verdeutlichen, dass es einen deutlichen Einfluss der Probenschlankheit bzw. Probenhöhe von bis zu -46% gibt, wenn man den Referenz-Lochstein V2-N (h=238 mm) mit dem Vollstein der Serie V1 vergleicht. Demgegenüber steigt die Druckfestigkeit bezogen auf den Nettoquerschnitt mit dem auf 2/3 der Höhe geschnittenen Stein bereits um 23% und bei dem auf 1/3 der Höhe (78 mm) horizontal gesägten Stein immerhin sogar um 30%, bezogen auf den Lochstein mit 238 mm Höhe von gleicher Lochstruktur und LAC-Beton an. Bezogen auf den Vollstein ohne Lochung V1 bedeutet dies aber immerhin noch einen Festigkeitsverlust von -34% (V2-2/3) und von -30% für die Steinkonfiguration V2-1/3. Eine Querschnittsreduktion des Lochsteins macht sich ähnlich bemerkbar, wie eine Kürzung des Steins auf 2/3 der Höhe. Demnach beträgt der Festigkeitsverlust des querschnittsreduzierten Stein immer noch -35% gegenüber dem Vollstein. Rohdichteschwankungen und Befüllungsmängel innerhalb des Gefüges der Innenstege können darüber hinaus dazu beitragen, dass die Lochsteinfestigkeit für die gleiche Betonrezeptur, Produktionstag und Trockenrohddichte des LAC deutlich geringer ausfallen, als für optimal befüllte und verdichtete kompaktere Prüfkörperformen. Die eigenen Untersuchungen belegen diesbezüglich einen Einfluss von bis zu $\Delta\sigma=-20\%$.

5.2 Bestimmung der Traglast kleinformatiger Wandscheiben vs. Lochsteinfestigkeit

Wie bereits im Kapitel 5.1 erläutert, kann experimentell ein signifikanter Einfluss der Steinhöhe auf die Druckfestigkeit der Mauersteine festgestellt werden. Anhand dieser Versuche kann aber die Abweichung von -30 bis zu maximal -46% der Druckfestigkeit je nach verwendeter Rezeptur in Bezug auf die Nettoquerschnittsfläche zwischen Loch- zu Vollstein bzw. daraus gesägten Würfeln und Lochstein noch nicht vollständig erklärt werden. Neben dem Einfluss der Querdehnungsbehinderung der Lasteinleitungsplatten müssen folglich andere Effekte überlagert auftreten, die dazu führen, dass die Lochsteindruckfestigkeit gegenüber der Materialfestigkeit an Vollsteinen bzw. Würfeln übermäßig stark sinkt. Da beim Test des ganzen Lochsteins nicht das Verhalten der Innenlängsstege beobachtet werden kann, wurden zudem Tests an Wandscheiben durchgeführt, die zum einen aus Vollsteinen (Versuchs-Serie V1- Nr. 1), zum anderen aus Lochsteinen (Serie V2- Nr. 1) geschnitten wurden.

5.2.1 Zielsetzung

Die Tests an kleinformatigen Wandscheiben aus dem Vollstein dienen zum einen dazu, die optimale Dicke eines Innenstegs bei einem verwendeten Größtkorn von 8 mm feststellen zu können. Dadurch können diese Versuche direkt zu einer optimierten Geometrie für einen monolithischen Wärmedämmstein beitragen. Zum anderen sollen durch den Vergleich zwischen gleich dicken Stegen / Wandscheiben aus dem Voll- und Lochstein evtl. ungünstige Befüllungs- bzw. Verdichtungseffekte, sowie Effekte durch oberflächliches Schwinden im Lochstein aufgedeckt werden. Darüber hinaus kann der Lastabtrag und das Bruchbild der einzelnen Innenstege beim Druckversuch von ganzen Lochsteinen nicht visuell beurteilt oder mit Messtechnik erfasst werden. Deshalb sollen die Versuche an kleinformatigen Wandscheiben zusätzlich einen Aufschluss über eine mögliche Stabilitätsgefährdung durch seitliches Ausknicken der vertikal lastabtragenden Innenstege aus LAC im Lochstein geben.

Zusätzlich sollen Versuche an Lochsteinausschnitten, die aus dem mittleren Bereich der Lochsteine zentrisch über die gesamte Steinhöhe entnommen werden, einen Aufschluss über den Einfluss der Querstege aus LAC am Lastabtrag des gesamten Lochsteins unter Druckbelastung geben. Diese Versuche werden in 5.2.4 detailliert erläutert.

Neben der experimentellen Vorgehensweise zur Ermittlung der realen Einflussparameter auf die Lochsteinfestigkeit, werden im weiteren Verlauf zur Bewertung der ermittelten Einflussgrößen auch Finite- Element- Berechnungen (FEM) herangezogen. Anhand dieser Berechnungen soll eine theoretische Bewertung der Versuchsergebnisse und eine Erklärung der mechanischen Zusammenhänge möglich werden. Das Verständnis dieser Zusammenhänge dient der Herleitung eines analytischen Ingenieurmodells zur Beschreibung der Lochsteinfestigkeit im Vergleich zur Materialfestigkeit.

5.2.2 Vorgehensweise zu den Wandscheibenversuchen

Tabelle 5-4 fasst die untersuchten, kleinformatigen Wandgeometrien aus Voll- und Lochsteinen im Überblick zusammen. Die Breite der Querschnitte wurde bei allen Versuchen konstant auf 80 mm gehalten. Dies entspricht ungefähr der freien Innensteglänge längs eines Luftschlitzes im untersuchten Referenz-Lochstein von 76,6 mm. Zur Untersuchung der zuvor genannten Zielsetzungen werden die Versuche an Steinen desselben Produktionstags, Mischungsrezeptur und dergleichen Trockenrohddichte, durchgeführt. Die Trockenrohddichte wurde speziell über die Maschinenparameter in mehreren Mischgängen, sukzessiv während des Herstellprozesses eingeregelt.

Um die bereits diskutierten Verdichtungsunterschiede bzw. Rohddichteverteilungen über die Lochsteinquerschnittsdicke und Schwindeinflüsse auszuschließen (vgl. Kapitel 5.1.2), werden die kleinformatigen Wandscheiben, sowohl für die Voll- wie auch für die Lochsteinuntersuchungen, aus dem Zentrum der Steine auf halber Querschnittsdicke entnommen. Die Entnahmestellen, besonders für Proben mit Höhen kleiner der Gesamtsteinhöhe, sind in Abbildung 5-12 für die untersuchte Lochsteingeometrie (Versuchsserie V2) aufgezeigt. Vor den Druckprüfungen werden dann die aus den Innenstegen und Vollsteinen geschnittenen Wandscheiben mit Gips (vgl. Abbildung C-6-Anhang C) eben abgeglichen.

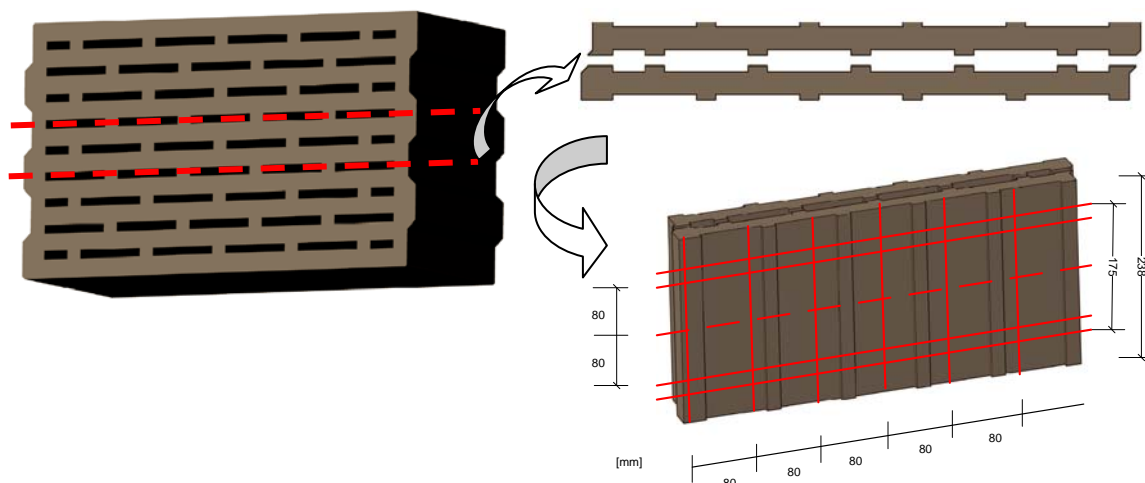


Abbildung 5-12: Ausgewählte Längsstege zum Zuschnitt der „Wandscheiben“ für die Versuche der Serie V2 (links), Schnittmuster der Steinscheiben in der Höhe (rechts)

Des Weiteren wurden eine Vielzahl der getesteten Proben mit dem optischen Mess-System Q-400 der Firma Dantec Dynamics aufgezeichnet (s. Abbildung 5-13). Dieses Messsystem ist ein berührungsloses Messsystem mit dem 3-dimensionale Verformungen durch digitale Korrelation von mit Kameras aufgenommenen Bilddaten zur Verformungs- bzw. Dehnungsanalyse quantitativ erfasst werden können. Die eigenen Versuchsauswertungen zeigen, dass bei dem verwendeten Objektiv und

Messaufbau realistisch mit einer Aussagegenauigkeit der Verformungsmessungen von 1/100 mm, also 10 µm zu rechnen ist. Die Versuche wurden dabei in vorher definierten, äquidistanten Lastschritten bis zum Bruch gefahren.

Tabelle 5-4: Probenbezeichnungen, Abmessungen, Anzahl und untersuchter Einfluss

Steintyp	Bezeichnung der Proben	Abmessungen der Wandscheiben			Anzahl n der Proben	Untersuchter Einfluss
		Breite B [mm]	Höhe H [mm]	Dicke d [mm]		
Vollstein	V1 - T1 - 20	80	80	20	10	Wanddicke
Vollstein	V1 - T1 - 28	80	80	28	10	Wanddicke
Vollstein	V1 - T1 - 40	80	80	40	10	Wanddicke
Vollstein	V1 - T1 - 56	80	80	56	10	Wanddicke
Vollstein	V1 - T1 - 80	80	80	80	10	Wanddicke
Vollstein	V1 - T2 - 16	80	175	16	2	Dicke + Schlankheit (λ)
Vollstein	V1 - T2 - 20	80	175	20	10	Dicke + Schlankheit (λ)
Vollstein	V1 - T2 - 28	80	175	28	10	Dicke + Schlankheit (λ)
Vollstein	V1 - T2 - 80	80	175	80	10	Dicke + Schlankheit (λ)
Lochstein	V2 - T1 - 22	80	80	22	30	Dicke, Befüllung+ Verdichtung (B+V)
Lochstein	V2 - T2 - 22	80	175	22	20	Schlankheit (λ) / B+V
Lochstein	V2 - T3 - 22	80	238	22	10	Schlankheit (λ) / B+V

Die Lastschrittweite wurde in Abhängigkeit der zu erwartenden Bruchlast in Abhängigkeit der Probendicke zwischen 0,2 und 1 kN gewählt. Die Auswertung der Verformungen in x-, y- und z-Richtung erfolgt dabei graphisch mit dem Programm ISTRa (s. Abbildung 5-13, rechts).

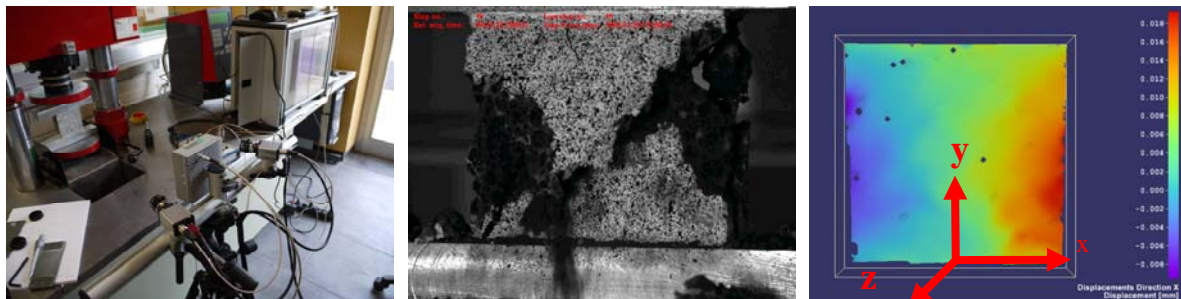


Abbildung 5-13: Berührungsloses Mess-System (li.) und Auswerteprogramm zur Aufnahme der 3D-Verformungen in x-, y- und z-Richtung (reales Bild (Mitte) und graphische Auswertung (re.))

5.2.3 Versuche an Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen

5.2.3.1 Einfluss der Steg- bzw. Wanddicke

Zur Analyse des Einflusses der optimalen Stegdicke bei Verwendungen von Blähtonzuschlag mit einem Größtkorn von 8 bzw. bis max. 10 mm, werden Scheiben aus Vollsteinen der Prüfserie V1 von 80 x 80 mm² Scheibenfläche und variablen Dicken von d = 20 bis 80 mm geschnitten. Die Wahl der Dickenabstufung erfolgte systematisch nach dem Prinzip der geometrischen Reihe (vgl. Tabelle 5-4) mit q = 1,4 und a₀ = 20 mm:

$$d_n = \sum_{k=0}^{n-1} q^k a_0$$

Gl. 5-4

Die Höhe und damit die Ersatzschlankheit der Proben wird mit 80 mm so gewählt, dass ein Knicken bzw. Versagen nach Theorie II. Ordnung ausgeschlossen werden kann.

Werden die geprüften Bruchlasten auf die vorhandene Querschnittsfläche bezogen, so ergibt sich, wie das nachfolgende Diagramm (Abbildung 5-14, links) zeigt, ein Optimum für die nichtlineare

Regression der untersuchten Leichtbetonrezeptur bei einer Probendicken von 56 mm. Allerdings ist auch ersichtlich, dass die Festigkeiten für die Wandscheiben mit 28 und 40 mm dicken Scheibenquerschnitt im Mittel nicht signifikant niedriger liegen. Im Vergleich zu den ca. 20 bis 22 mm dicken Innenstegen im untersuchten Lochstein (Vbl SW-20 DF) wären 28 mm dicke Stege bei einem Größtkorn von 8 bis 10 mm in statischer Hinsicht deutlich vorteilhafter. Mit dieser Innenstegdicke sollte auch noch ein Stein mit entsprechend günstigen Wärmedämmeigenschaften konstruierbar sein.

Des Weiteren sind in diesem Diagramm die Mittelwerte aus mindestens 6 Einzelwerten von Würfeldruckversuchen der gleichen Mischungsrezeptur mit Kantenlängen von 40 bis 175 mm eingetragen. Die beschriebenen Würfel wurden ebenfalls aus denselben Vollblöcken zu einem früheren Zeitpunkt geschnitten. Da das Probenalter allerdings in beiden Fällen deutlich über 28 Tage lag, kann gerade durch die Verwendung eines Zementes CEM I 52,5N davon ausgegangen werden, dass die Hydratation zum Testzeitpunkt abgeschlossen war und dies keinen wesentlichen Einfluss auf die Druckfestigkeitsunterschiede mehr hat.

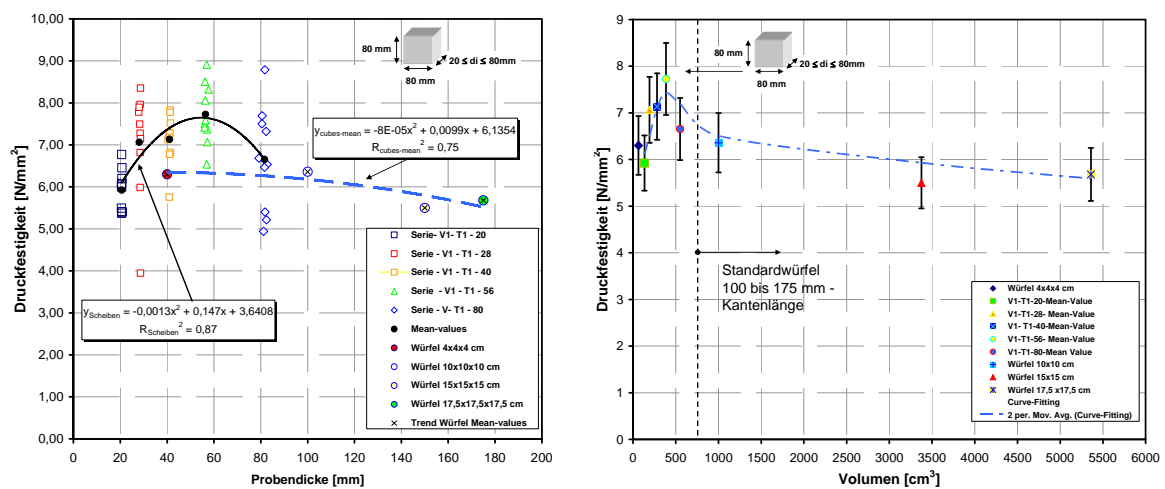


Abbildung 5-14: links: Separierter Einfluss der Probendicke auf die Druckfestigkeit von LAC-Wandscheiben, rechts: Bezug des Probenvolumens zur Druckfestigkeit nicht stabilitätsgefährdeter Scheiben aus LAC

In Abbildung 5-14, links wird deutlich, dass mit zunehmendem Volumen gemäß dem WEIBULL-Modell /Bon59/ die Festigkeit sinkt und die Festigkeiten der Wandscheiben über denen der Würfel liegen. Ein Versagen infolge Biegeverformungen bzw. Knicken kann also bei den 80 mm hohen Proben ausgeschlossen werden. Wegen dieses Effektes wird zusätzlich die Druckfestigkeit der Wandversuche über das Probekörpervolumen ausgewertet, da vermutlich die Dicke allein nicht nur über die resultierende Druckfestigkeit entscheidet, wie der Vergleich eines Würfels mit 4 cm Kantenlänge zur Wandscheibe der Dicke 4 cm, aber mit einer Seitenfläche von 80 x 80 mm² zeigt (Abbildung 5-14, links).

Der Vergleich der Druckfestigkeiten in Abhängigkeit der Volumina der Prüfkörper verdeutlicht (Abbildung 5-14, rechts), dass Würfel mit 4 cm Kantenlänge ein kleineres Volumen aufweisen, als der Prüfkörper V1-T1-40, d.h. die Wandscheibe mit 4 cm Querschnittsdicke. Außerdem weist der Probekörper V1-T1-28 mit 28 mm dickem Querschnitt, nur ein wenig geringeres Volumen auf, als der Probekörper V1-T1-40 und somit resultiert im Mittel unter Beachtung der Standardabweichung auch fast dieselbe Druckfestigkeit. Folglich wird durch diese Auswertung, die zuvor angebrachte Vermutung bestätigt, dass bei entsprechendem Volumen von ca. 400cm³ ein Innensteg mit 28 mm Dicke gemäß der versuchstechnisch realisierten Dickenabstufung der Proben ideal ist und die Druckfestigkeit in Abhängigkeit des verwendeten Größtkorns bis zu diesem Volumen ansteigt. Das optimale Verhältnis von Größtkorn zu minimaler Kantenlänge der Probe beträgt demnach hier ca. 3,5. Somit können auch für LAC- Betone die Literatur- /Alb67/, /Kim04/ und Normangaben für Normalbeton bestätigt werden.

Aufgrund der statistischen Zunahme des Auftretens von Fehlstellen oberhalb dieses Wertes des optimalen Volumens fällt die Festigkeit wieder ab (vgl. /Alb67/). Gemäß den hier durchgeführten Untersuchungen liegt das optimale Volumen zwischen 400 und 500 cm³. Somit kann ein deutlicher Einfluss des Befüllungsvolumens auf die Festigkeit aufgezeigt werden, wodurch die Struktur des lastabtragenden Gefüges beeinflusst wird. Der Festigkeitsabfall von der Probe V1-T1-56 mit der Dicke d=56 mm zur Probe V1-T1-20 mit 20 mm dickem Querschnitt beträgt z.B. 31 % (Abbildung 5-14, rechts).

Ein frühzeitiges Versagen durch schnelle Zunahme der vertikalen Verformungen kann besonders gut durch die graphische Gegenüberstellung der berührungslos, optisch gemessenen vertikalen Verformungen zu den Laststufen verdeutlicht werden (Anhang C.2). Bis zu ca. 80% der max. Last verhalten sich die Proben annähernd ähnlich und linear für die getesteten Serien V1-T1. Nach Überschreitung des Grenzwertes von ca. 80% der Bruchlast, zeigen die Kraft-Verformungs-Diagramme infolge der inhomogenen Gefügestruktur des LAC sehr verschiedene Verläufe (s. Abbildung C-10).

5.2.3.2 Kombiniertes Einfluss von Wanddicke und Schlankheit

Speziell die im Vorfeld erwähnten Versuche der Serie V1 aus Vollsteinen dienen der quantitativen Erfassung des kombinierten Einflusses von Dicke und Schlankheit der Innenstege auf die Druckfestigkeit der Wandscheiben. Neben dem Einfluss von Schlankheit, respektiv einer ungewollten Lastausmitte, sowie dem bereits untersuchten Dickeneinfluss der Wandscheiben und damit des Verhältnisses des Probenvolumens zum Größtkorn, wird bei Lochsteinen zusätzlich ein Einfluss von Befüllungs- und Verdichtungsunterschieden über die einzelnen Innenlängs- und Querstege vermutet. Deshalb werden neben kleinformatigen Wandscheiben aus Vollsteinen der Serie V1 auch Innenstegscheiben aus Lochsteinen (Serie V2) in Höhen von 80 (T1), 175 (T2) und 238 mm (T3) getestet. An den Proben aus Lochsteinen der Versuchsserie V2-T1 soll vergleichend zu den Proben aus Vollsteinen V1-T1 neben dem Einfluss der Querschnittsdicke, gleichzeitig auch der Einfluss von Verdichtungs- und Befüllungseffekten in Abhängigkeit des verwendeten Größtkorns untersucht werden. Bei den Testreihen T2 mit 175 mm und T3 mit 238 mm hohen Prüfkörpern wird zusätzlich ein überlagerter Einfluss der Probenschlankheit untersucht. Die 80 und 175 mm hohen Proben, sowohl der Serien V1 (Vollstein), wie auch V2 (Lochstein), können wegen derselben Geometrie direkt miteinander verglichen werden.

Zusätzlich zu den 20 bis 80 mm dicken Wandscheiben wird für die Proben V1-T2 (Vollstein) auch eine geringere Wandscheibendicke von nur 16 mm bei einer Höhe von 175 mm geprüft. Dieses Vorgehen soll berücksichtigen, dass wegen der Oberflächenrauheit der schlanken Innenstege aus geformten Lochsteinen, womöglich mit einer reduzierten Querschnittsdicke im Vergleich zu den glatten Oberflächen für aus Vollsteinen im Nassschnitt gesägten Proben gerechnet werden muss, um einen äquivalenten Lastabtrag zu erhalten.

• Versuche am Vollstein-Wandscheiben

Abbildung 5-15 zeigt die für die Versuchsserie V1 (Vollstein) ausgewerteten arithmetischen Mittelwerte unter Angabe der Standardabweichung der Testreihe T1 und T2 mit jeweils 80 und 175 mm Wandscheibenhöhe. Die Dicken werden im Bereich von 20 bis 80 mm für beide Höhen und zusätzlich bis zu 16 mm für die 175 mm hohen Proben aus Vollsteinen (V1) variiert. Getestet wurden in einem ersten Versuchsdurchlauf jeweils 10 Einzelproben, außer bei der Probe V1-T2-16 mit 16 mm Wanddicke. Dort wurden im Nachtest nur 2 Proben getestet (s. Tabelle 5-4). Bei dem Vergleich der 80 und 175 mm hohen Proben zeigt sich deutlich ein Schlankheitseffekt (s. Abbildung 5-15). Die Proben der Testserie T1 mit 80 mm Höhe (rote Balken) weisen bei gleicher Querschnittsdicke stets eine höhere Druckfestigkeit auf, als Proben der Versuchsreihe T2 mit 175 mm hohem Wandquerschnitt (blaue Balken). Zusätzlich ist aber auch ein Einfluss der Querschnittsdicke durch den Vergleich gleich

hoher Proben, aber unterschiedlicher Dicke durch die Gegenüberstellung der jeweils blauen und roten Balken klar zu erkennen. Für Proben mit einer Dicke von 80 mm wird nach den vorliegenden Untersuchungen der Unterschied der Druckfestigkeit durch die variierende Prüfhöhe von 175 mm zu 80 mm prozentual kleiner ($\Delta\sigma = -8\%$), als bei den tendenziell eher schlanken und knickgefährdeten Proben mit Dicken von 20 mm (-10,1%) und 28 mm (-15,7%) (s. Abbildung 5-15).

Ein signifikanter Einfluss der Probenschlankheit (blaue Balken) kann für die Proben mit 16 bis 28 mm Querschnittsdicke festgestellt werden. Dieser Einflussfaktor lässt jedoch, wie der Vergleich von 20 zu 80 mm Dicke zeigt, für eine zunehmende Wandstärke deutlich nach. Für Proben mit 80 mm dicken Querschnitt beträgt die Druckfestigkeitssteigerung infolge der größeren Dicke der Proben bzw. Zunahme des Volumens im Vergleich zu $d=28$ mm im Mittel nur 2,7% (s. Abbildung 5-15). Dieses Resultat liegt somit in der Schwankungsbreite der Einzelergebnisse. Demgegenüber kann die Druckfestigkeit beginnend mit den 16 mm bis zu 28 mm dicken Prüfkörpern der Testreihe T2 um 25,7% gesteigert werden. Der Druckfestigkeitsunterschied der Proben von 16 zu 20 mm und von 20 zu 28 mm Dicke, gemäß der Abstufung der Dicken nach dem Ansatz der geometrischen Reihe, beträgt immerhin noch jeweils 12%.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass sich anhand der Versuchsreihe V1 an Wandscheiben aus Vollsteinen unter Ausschluss des für schmale Stege in Lochsteinen vermuteten Befüllungseffektes, ein klarer Schlankheits- wie auch Volumeneffekt bzw. Einfluss der Querschnittsdicke in Abhängigkeit des verwendeten Größtkorns ablesen lässt. Auch hier beträgt das optimale Verhältnis für LAC von min. Kantenlänge der Probe zum Größtkorn 3,5. Dies deckt sich wie bereits dargelegt mit den Literaturangaben für Normalbeton in Kapitel 5.1.

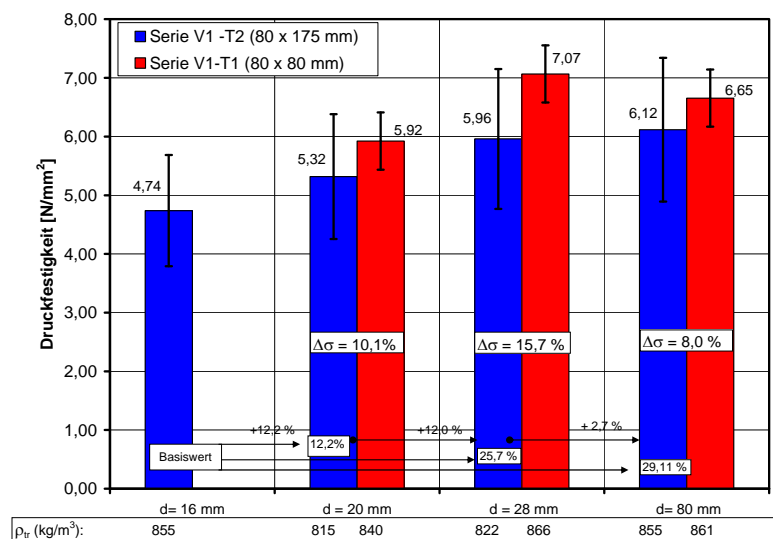


Abbildung 5-15: Druckfestigkeiten von kleinformatigen Wandscheiben der Prüfsreihe V1-T1 und T2 der Dicken 16, 20, 28 und 80 mm

• Versuche an Wandscheiben aus Innenstegen von Lochsteinen

Vergleichend zu den Versuchsergebnissen von Wandscheiben aus dem Vollstein V1 werden auch Proben der Serie V2, die aus dem Lochstein im Bereich der Symmetrieebene geschnitten wurden, getestet (s. Abbildung 5-16). Anhand dieser Testresultate soll zusätzlich die Frage von möglichen Befüllungs- und Verdichtungseffekten (B+V) auf die Druckfestigkeit neben den bereits diskutierten anderen Einflussfaktoren untersucht werden. Obwohl je Testreihe (T1 bis T3) mindestens 10 Einzelproben und in Nachtests teilweise weitere 10 bis 20 Proben getestet wurden, fällt in Abbildung 5-16 ein möglicher Befüllungs- und Verdichtungseffekt auf. Wegen der sehr inhomogenen Struktur des LAC kann es zu geringfügig niedrigeren Rohdichten und ungleichmäßigen Kornverteilungen in bestimmten Quer- und Längsstegbereichen der Lochsteine kommen.

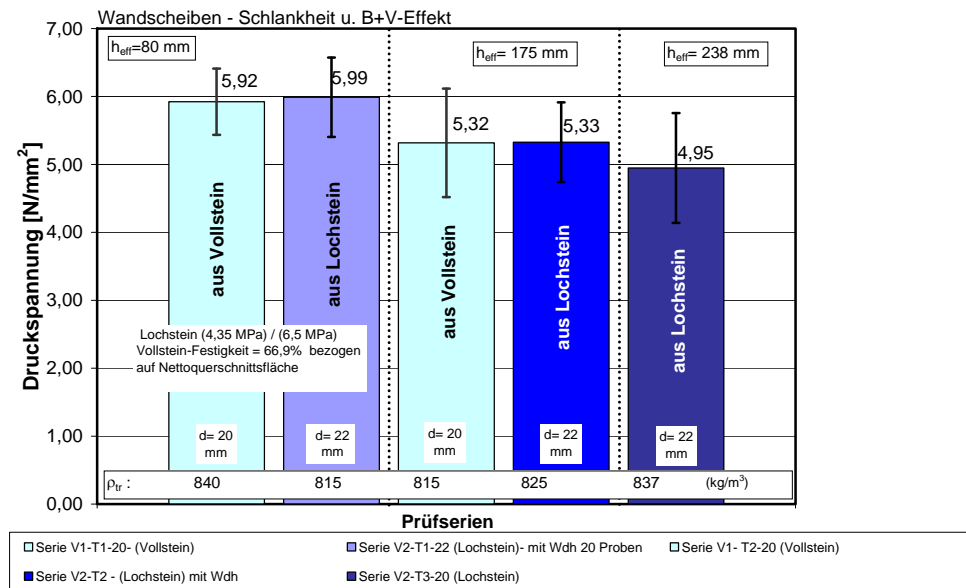


Abbildung 5-16: Versuche an Innensteg-Scheiben aus Lochsteinen im Vergleich zu gesägten Scheiben aus Vollsteinen als Mittelwert einer Prüfserie mit Streubandbreite

Dabei ist zu beachten, dass alle ersten 10 Proben aus den mittleren 2 Stegen desselben Lochsteins stammen (s. Abbildung 5-12). Allerdings manifestieren sich Befüllungs- und Verdichtungsmängel nicht unbedingt signifikant in der Trockenrohdichte. Bei der Kontrolle der Trockenrohdichten fällt zwar auf, dass die Proben der Testreihe V2-T1-80 nur Trockenrohdichten im Mittel von 815 kg/m^3 aufweisen, wohingegen mitgetestete schlankere Proben der Reihe V2-T2 mit 175 mm Höhe eine Rohdichte von 825 kg/m^3 und mit 238 mm Höhe (T3) von 837 kg/m^3 besitzen. Jedoch konnten im Vorfeld der diskutierten Versuchsserien öfters bei Steinproben und kompakten Standardprüfkörpern aus LAC, Unterschiede von 50 kg/m^3 festgestellt werden, die nicht in derart großen Festigkeitsunterschieden resultierten.

Generell kann für den Vergleich der Serien festgestellt werden, dass bei fast identischer Rohdichte ($\approx 830 \text{ kg/m}^3$ im Mittel) für die Stege aus den Lochsteinen im Vergleich zu aus den Vollsteinen entnommenen Scheiben, auch identische Festigkeiten zu erwarten sind. Die Auswertung der einzelnen Probendaten als arithmetischer Mittelwert je Prüfserie zeigt deutlich, sowohl für Scheiben aus Voll- wie auch aus Lochsteinen, einen klaren Schlankheitseinfluss auf die Druckfestigkeit (s. Abbildung 5-16 und Abbildung 5-17).

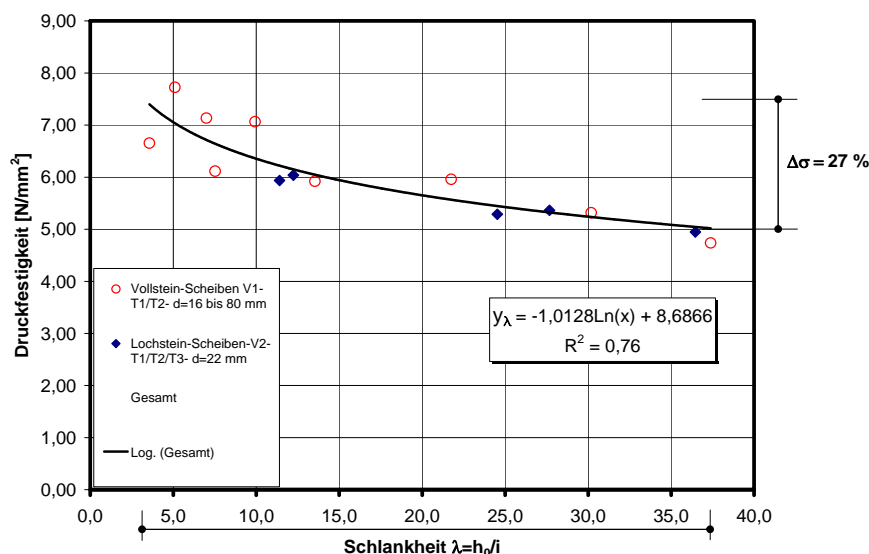


Abbildung 5-17: Einfluss der Schlankheit auf die Druckfestigkeit von Wandscheiben aus den Voll- (V1) und Lochsteinen (V2)

In der Abbildung 5-17 ist die „mechanische Schlankheit“ $\lambda = h_0/i$ (effektive Wandhöhe bezogen auf den Trägheitsradius) gemäß den Berechnungsansätzen aus dem Massivbau für stabförmige Bauteile /Heg03/ bzw. den Knickstabbetrachtungen /Now81/ in Bezug auf die getestete Druckfestigkeit dargestellt.

Dadurch ergibt sich als analytischer Zusammenhang eine Kurve der bezogenen Querschnittstragfähigkeit in Bezug auf die Schlankheit der kleinformatigen Wandscheiben, respektiv Innenstegen bei Lochsteinen. Für eine Erhöhung der Schlankheit um das 9-Fache kann demnach eine verstärkte Festigkeitsreduktion von $\Delta\sigma = -27\%$ festgestellt werden. Somit ist auch dieser Einflussfaktor der Innenstegschlankheit auf die Druckfestigkeit für LAC deutlich nichtlinear. Er ist zudem tendenziell mit den aus dem Stahl- und Holzbau bekannten mathematischen Ansätzen zur Beschreibung des Schlankheitseinflusses nach Tetmajer /Ros25/, /Kun08/ oder Engesser /Glo04/ und Ritter /Now81/, unter Berücksichtigung von unelastischem Werkstoffverhalten für Beton, vergleichbar.

Anzumerken ist, dass in Bezug auf die in Kapitel 2 vorgestellten Bemessungsansätze zur Beschreibung der Traglast von unbewehrten großformatigen Wandscheiben aus Mauerwerk und Beton, die dort aufgeführten zulässigen Grenzschlankheiten λ_{\max} aus dem Wohnungsbau, auch für die untersuchten kleinformatigen Proben (Abbildung 5-17) erreicht werden. So beträgt z.B. die Schlankheit $\lambda = h_0/i$ für eine Wand mit einer lichten Geschosshöhe von 2,75 m, die gleich der freien Knicklänge sei, bei einer Wanddicke von 30 cm $\lambda = 32$ bzw. für eine Wanddicke von 24 cm bei gleicher Höhe $\lambda = 39,7$. Damit liegen die geprüften kleinformatigen Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen (Innenstegen) für Höhen von 175 mm (T2) und 238 mm (T3) bei den vorhandenen Scheibendicken von ca. 20 bis 22 mm genau in diesem Bereich.

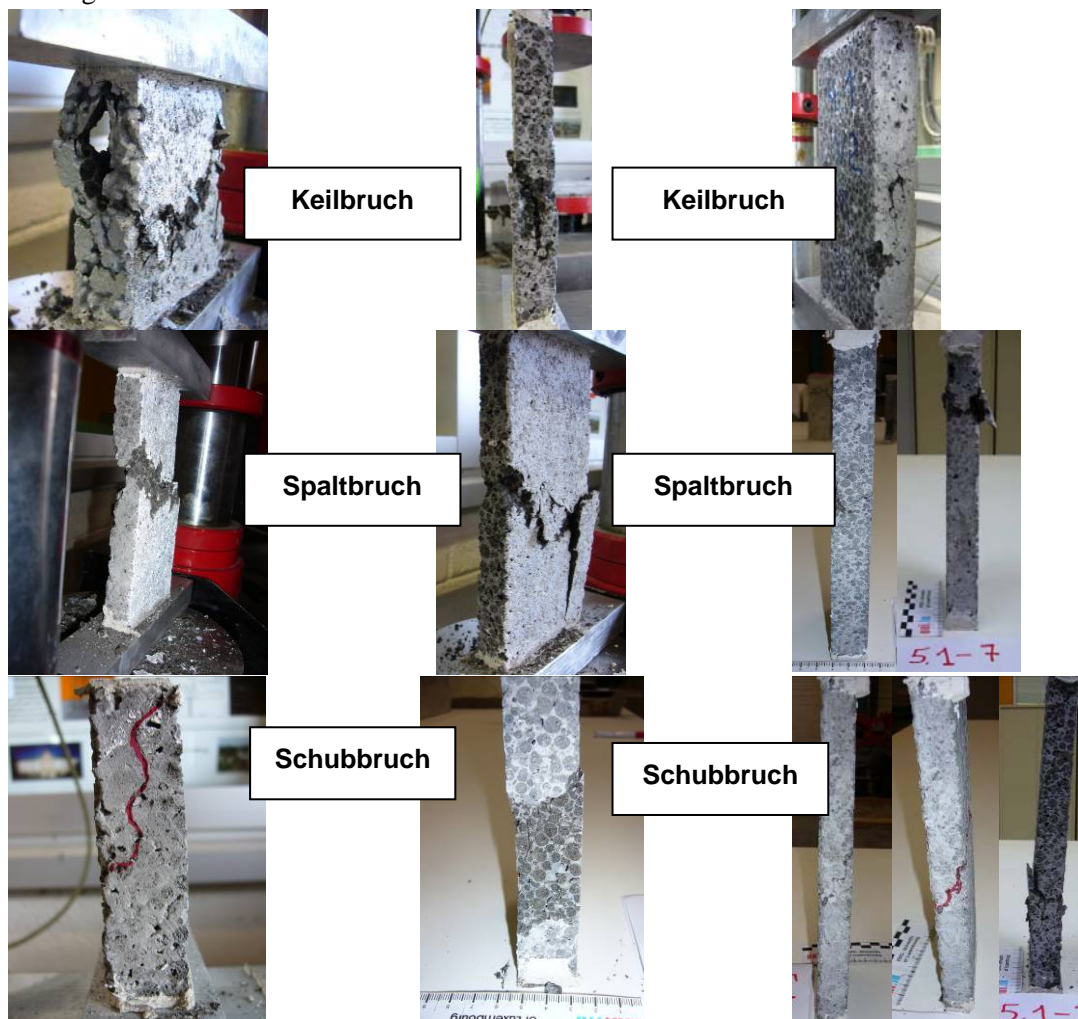
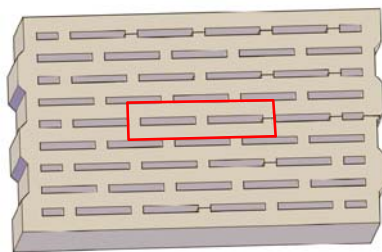


Abbildung 5-18: Bruchfiguren von ausgewählten kleinformatigen Leichtbetonwandscheiben unter zentrischem Druck

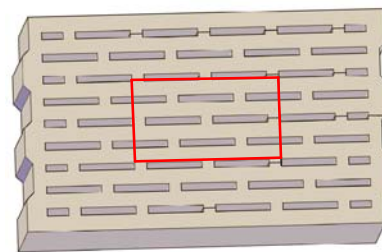
Von jeder Prüfserie T2 und T3 der Höhen 175 und 238 mm, wurden zudem genauso wie für die Proben der Testreihe T1 mit $80 \times 80 \text{ mm}^2$, immer zwei bis drei Proben optisch vermessen, wobei das Bruchverhalten insgesamt für die jeweils 10 untersuchten Einzelproben stark variierte. Beobachtet wurden Schub-, Spalt- und Keilbrüche, aber auch teilweise trotz zentrischer Belastung ein klassisches seitliches mittiges Ausbiegen der Proben, wie dies von klassischen Knickfiguren von unbewehrten Wandscheiben aus dem Mauerwerks- und Betonbau bekannt ist (vgl. Kapitel 2). Ausgewählte Bilder der gebrochenen Proben mit den typischen Bruchformen des Spalt-, Keil- und Schubbruchs sind hierzu in der Abbildung 5-18 und die der optischen Vermessung in Anhang C dargestellt. Für die größeren Schlankheiten der Serien V1 und V2 kann zudem prinzipiell ein ähnliches Stauchungsphänomen wie für die $80 \times 80 \text{ mm}^2$ Proben ohne Schlankheitseffekte beobachtet werden. Auch hier war das Last-Verformungs-Verhalten im kraftgeregelten Druckversuch bis ca. 80% der max. Last zumeist annähernd linear. Gewisse Proben wiesen allerdings auch hier sehr große Anfangsverformungen auf, wodurch die Traglast signifikant im Vergleich zu anderen Proben der Serie reduziert wurde.

5.2.4 Versuche an Mauersteinausschnitten aus Lochsteinen (Typ Vbl SW) – Einfluss der Querstege auf die Festigkeit

Zur weiteren Untersuchung von möglichen Einflussfaktoren, wie verstärkter Querkzugbeanspruchung aufgrund der Geometrie und damit des statischen Systems im Lochstein selbst, wurden Mauersteinausschnitte aus den Lochsteinen geschnitten. Diese wurden zur Vermeidung bzw. Einschränkung des Einflusses von der zuvor beschriebenen, variierenden Rohdichteverteilung über den Steinquerschnitt (s. Kapitel 5.1.2) aufgrund des Herstellprozesses der Steine, aus dem Zentrum der Lochsteine im Nass-Schnittverfahren herausgetrennt. Die Abbildung 5-19 zeigt die zwei gewählten Schnittmuster S1 und S2 für den Lochstein der Prüfserie V2, aus dessen Herstellcharge auch die einzelnen Innenstege mit unterschiedlichen Höhen und damit Schlankheiten gemäß Kapitel 5.2.3.2 stammen.



Schnittmuster S1 – Serie V2- S1



Schnittmuster S2 – Serie V2- S2

Abbildung 5-19: Schnittmuster der Steinausschnitte S1 und S2 aus dem Lochstein der Prüfserie V2

Eine genaue Beschreibung der Geometrie der Proben S1 sowie S2 und der getesteten Anzahl, ist der nachfolgenden Tabelle 5-5 zu entnehmen. Die Steinausschnitte S2 mit 3-Luftkammerreihen weisen wie von der 3D- Steinzeichnung erkennbar, eine größere Nettosteinquerschnittsfläche auf, als die Proben S1 mit einer Luftreihe. Der Quersteganteil sowie die Längenabmessungen L [mm] der Ausschnitte wurden bewusst annähernd gleich gewählt, um einen repräsentativen, experimentellen Vergleich zum Einfluss der vorhandenen Querstegverbindungen auf die Druckfestigkeit zu erhalten. Der Quersteganteil beträgt deshalb für die Probe S1 mit 3 Querstegen ca. 5,4 % bezogen auf A_{Netto} der lastabtragenden Stege aus LAC, wohingegen die Quersteganteile für den Ausschnitt S2 mit ca. 6,4% und dem gesamten Lochstein mit ca. 6,3% ungefähr gleich groß sind. Abweichungen können sich real durch den Formgebungs- und Befüllungsprozess der Lochsteine während der Herstellung ergeben.

Neben dem bereits diskutierten Einfluss der Schlankheit, Querschnittsdicke bzw. Volumen auf die Druckfestigkeit, kann durch die Versuche zu den Probenserien V2-S1 und -S2 im Vergleich zu den Versuchen an gleich hohen einzelnen Innenstegen aus Lochsteinen (V2-T3-22), auch ein festigkeitsmindernder Einfluss der Querstegverbindungen festgestellt werden (Abbildung 5-20). Zu

vermuten ist, dass die Querstege aufgrund der Art der Befüllung der Schalung im Werk weniger gleichmäßig verdichtet sind, weil das verwendete Größtkorn der Blähtonmischung mit 8 bis 10 mm recht hohlraumreich den 10 auf 17 mm großen Querschnitt der Querstege ausfüllt. Folglich kann sich dann der Lastabtrag durch eine zusätzlich mäßige Verkitzung der Zuschläge über den Zementleim und eine inhomogene Kornverteilung lokal auf geringe Querschnitte konzentrieren.

Der Quersteg wirkt daher eher wie eine Schwachstelle im Stein. Die Längsstege werden zudem durch den festen Verbund mit den versetzten Querstegen wegen deren Querdehnung im Druckversuch seitlich auseinander gedrückt. Dadurch können dann die Biegezugspannungen in den lastabtragenden Längsstegen erhöht werden. Diese Biegezugspannungen führen zu einer Reduktion der aufnehmbaren Traglast, wie es bereits von der Bemessung von unbewehrten Wänden aus dem Beton- und Mauerwerksbau nach Theorie II.-Ordnung bekannt ist.

Tabelle 5-5: Probenbezeichnungen, Abmessungen, Anzahl und untersuchter Einfluss für S1 & S2

Steintyp	Bezeichnung der Proben	Abmessungen der Wandscheiben			Anzahl n der Proben	Untersuchter Einfluss
		Breite B [mm]	Höhe H [mm]	Länge L [mm]		
Lochstein	V2-S1	54	238	204	8	Schlankheit/ Befüllung+ Verdichtung+ Querstegeinfluss
Lochstein	V2-S2	115	238	204	4	Schlankheit/ Befüllung+ Verdichtung+ Querstegeinfluss

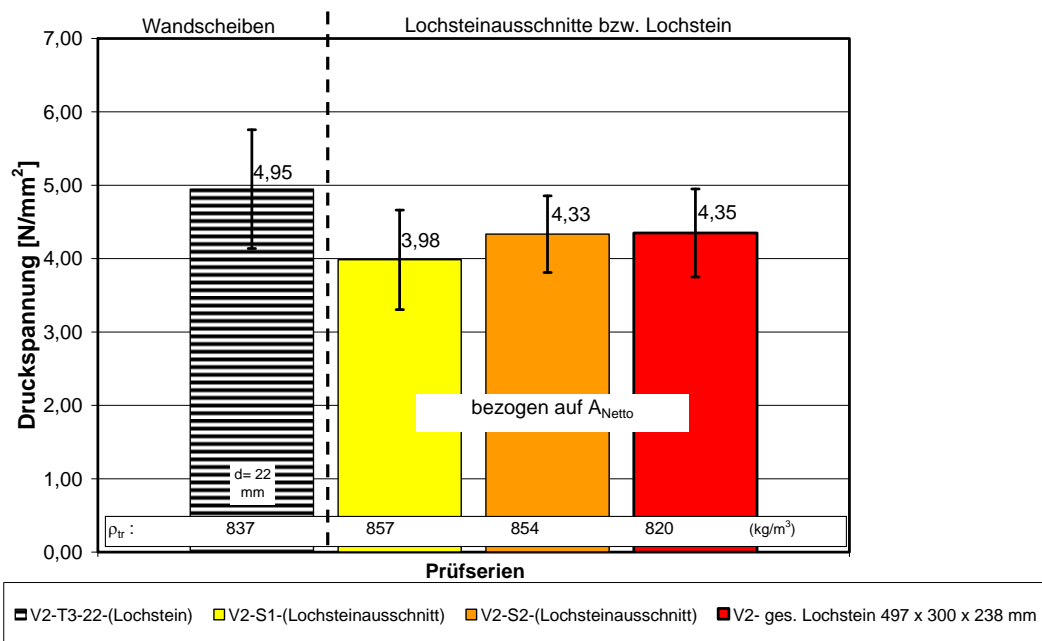


Abbildung 5-20: Vergleich der Druckversuche an einzelnen Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen im Vergleich zu den Steinausschnitten S1/S2 und dem Lochstein

Zur Überprüfung der aufgestellten Vermutung eines Einflusses der Querstege auf das Versagen der Steine, werden im Folgenden die Verformungs- und Bruchbilder angeführt, die mittels dem berührungslosen optischen Mess-System Q 400 der Firma Dantec für die Proben S2 aufgezeichnet wurden. Dabei zeigt sich, dass sich die äußeren LAC-Stege auf halber Steinhöhe nach Außen ausbiegen und auch die Innenstege in Richtung der äußeren Luftreihen im Bruchzustand gedrückt werden (s. Abbildung 5-21 und Abbildung 5-22).

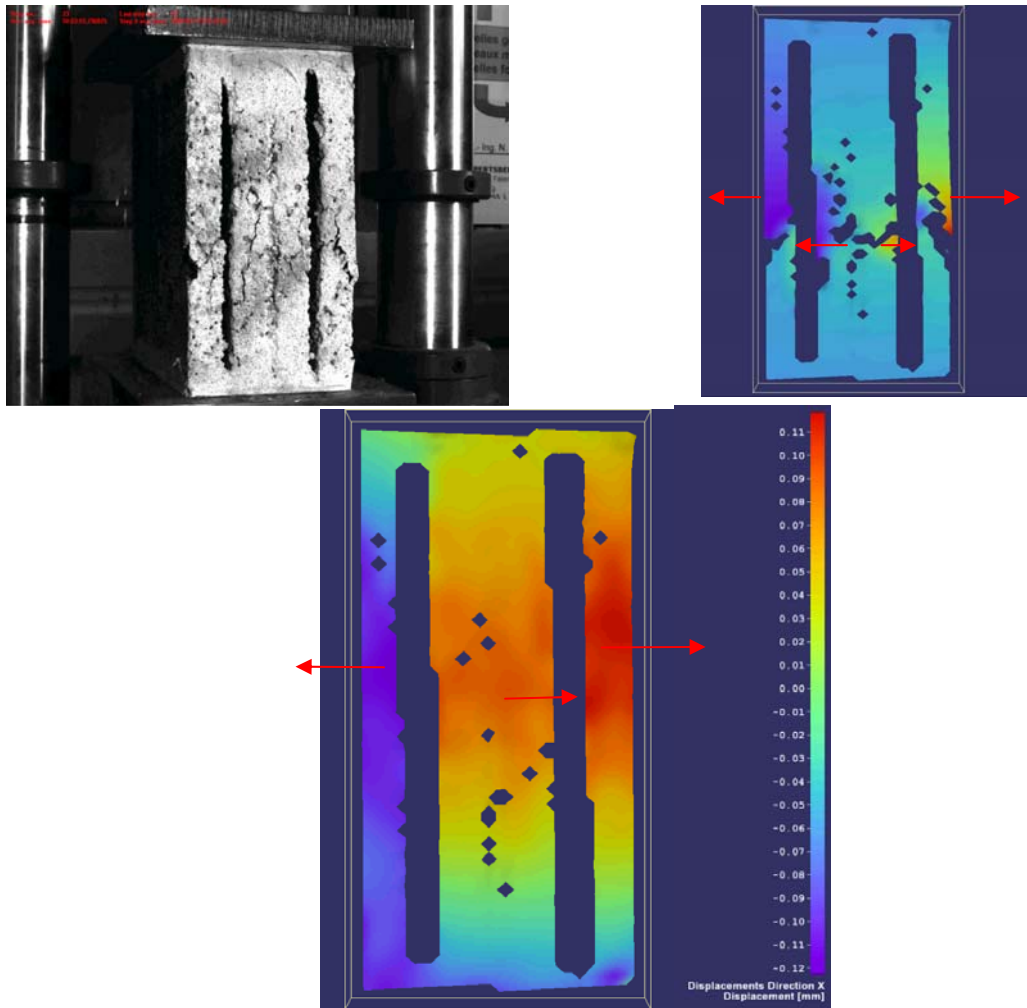


Abbildung 5-21: Bruchbild Probe S2 (o.l.), Bruchzustand (o.r.) und zugehörige Verformungen in Querrichtung zur Last (x-Rtg.) kurz vor dem Bruch (u.l.)

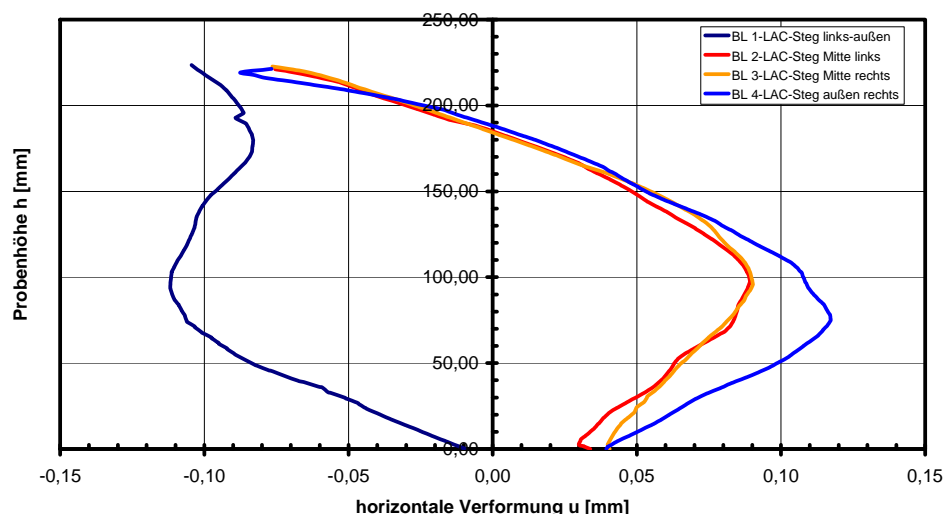
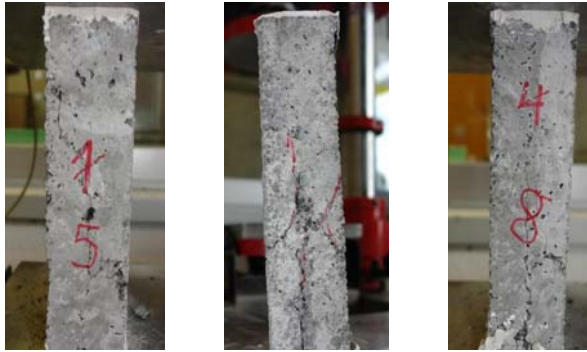


Abbildung 5-22: Experimentell ermittelte Biegelinie durch seitliches Ausbiegen der Längsstege der Proben S2, vermessen mit optischen Mess-System für den letzten Lastschritt

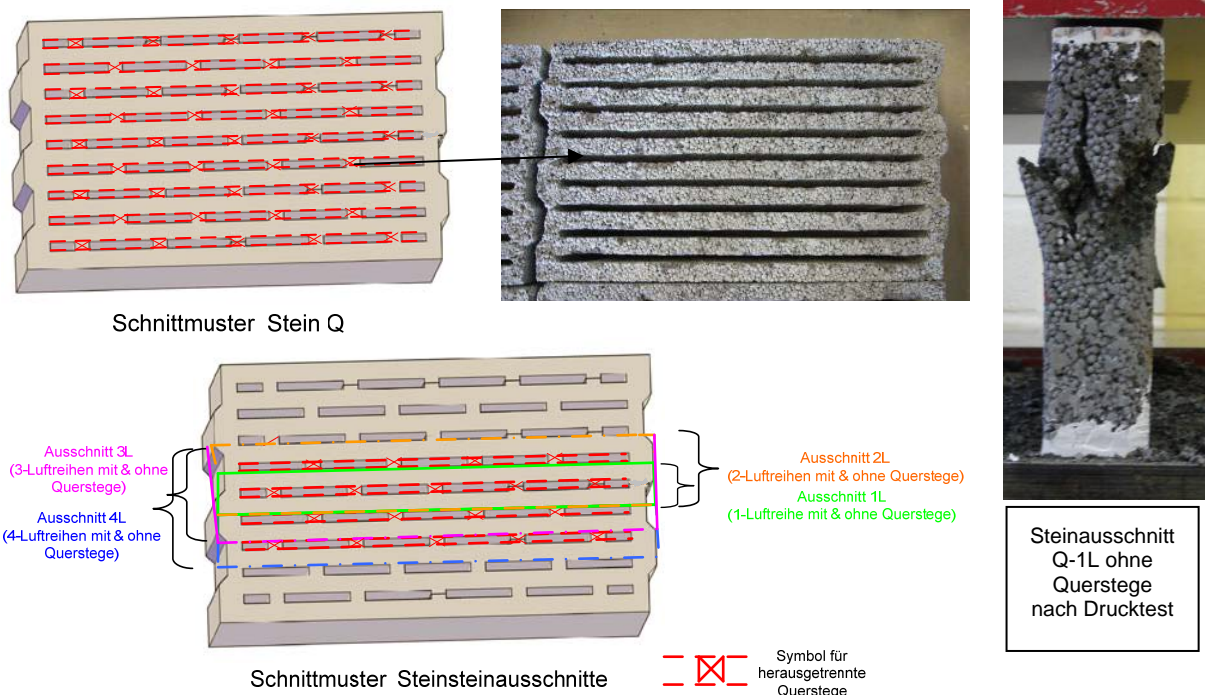
Des Weiteren werden Bruchbilder der Proben S1 gezeigt, die nach kraftgeregelten Druckversuchen aufgenommen wurden (Abbildung 5-23). Sie belegen einen mehr oder minder senkrechten Spaltriss im Bereich der Querstege, wie dies auch bereits in /Schuh00/ für Hochlochziegel und Leichtbetonlochsteine dokumentiert wurde.

**Abbildung 5-23:**

Bruchbilder Proben S1 nach Belastungsversuch

• Weiterführende Versuche zum Einfluss der Querstege

Zusätzlich zu den bereits vorgestellten Untersuchungen an Mauersteinausschnitten S1 und S2 mit einer unterschiedlichen Anzahl an Luftreihen und damit Quersteinen, wurden zudem zur Untersuchung einer möglichen stützenden oder gar festigkeitsmindernden Wirkung der Querstege auf das gesamte Tragsystem eines Lochsteins des Typs Vbl SW 20 DF die Querstege in ganzen Lochsteinen und Lochsteinausschnitten entfernt. Die nachfolgende Abbildung zeigt den Zuschnitt der Lochsteine. Durch eine spezielle Sägevorrichtung mit doppelten Fuchsschwanzsägeblättern konnte eine eindeutige mechanische Trennung der konisch zulaufenden Längstege im Lochstein realisiert und der 1 cm dicke Betondeckel auf der ganzen Steinlänge durchtrennt werden. Somit entstehen 10 einzelne Längstege im Abstand der Luftspalten von ca. 10 mm, die nur durch die äußeren Randbereiche mechanisch miteinander verbunden sind. Von dieser Prüfserie mit und ohne Querstege wurden jeweils 10 Einzelsteine geprüft. Zusätzlich wurden auch bei diesem Versuch wieder Steinausschnitte mit einer unterschiedlichen Anzahl an Luftreihen, jedoch über die gesamte Steinlänge mit durchtrennten Quersteinen getestet (s. Abbildung 5-24). Parallel zu den zugeschnittenen Lochsteinen und Lochsteinausschnitten, wurden vergleichend als Referenz, Steine gleicher Geometrie mit intakten Quersteinen geprüft.

**Abbildung 5-24:** Zuschnitt der Lochsteine Vbl SW 20 DF durch heraustrennen der Querstege

Wie das nachfolgenden Diagramm in Abbildung 5-25 mit auf die ungeschnitten Steine und Steinausschnitte bezogenen relativen Druckfestigkeiten verdeutlicht, kann auch durch diese Versuche

empirisch zumindest eine stützende Wirkung der Querstege während des Druckversuchs ausgeschlossen werden. Zwar stabilisieren die Querstege das Steingefüge während Transport und Handhabung, im Druckversuch scheinen aber die schlechter befüllten und verdichteten schmalen Querstegbereiche nicht zur Druckfestigkeitserhöhung beizutragen. Dieses auf den ersten Blick überraschende Ergebnis lässt sich allerdings durch Spalt- und Querkzugspannungen im Bereich der weniger steifen und festen Querstege erklären, wodurch die Querstege durch einen fast senkrechten Spaltriss aufreißen und die seitlichen Längsstege durch die versetzte Anordnung der Querstege vermehrt auf Biegung beansprucht werden. Diese Biegezugspannungen werden bei ebenem Abgleich der Proben und bei Entfernen der versetzt angeordneten Querstege anscheinend reduziert. Auf eine genauere Erläuterung des vermuteten Kraftflusses wird im Rahmen der FE-Berechnung und der Modellbildung in Kapitel 6 noch eingegangen werden. Das in Abbildung 5-24 dargestellte Bruchbild der Probe Q-1L mit einer Längsluftspalte im Stein ohne Querstege im Innern zeigt, das auch die seitlichen Längsstege durch die äußere Berandung im Nut und Federbereich auf halber Steinhöhe von 238 mm nach Außen gedrückt werden. Gegenüber Proben mit Querstegen ist jedoch die Bruchlast bei zentrischer Lasteinleitung geringfügig höher (s. Abbildung 5-25), so dass die Druckfestigkeit bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche des Steins, trotz der Steigerung des Schlankheitsgrades im Vergleich zum Stein mit Querstegen, tendenziell ansteigt. Somit sind auch die höheren Festigkeiten von zentrisch gedrückten einzelnen Wandscheiben aus Lochsteinen gegenüber der gesamten Lochsteinfestigkeit erklärbar (s. Abbildung 5-20).

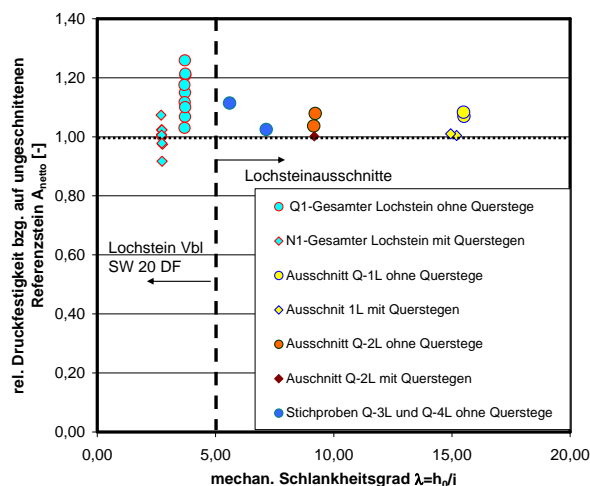


Abbildung 5-25: Experimentell ermittelte rel. Druckfestigkeiten von Lochsteinen und Lochsteinausschnitten ohne Querstege bezogen auf den Mittelwert parallel getesteter gleicher Steingeometrien mit intakten Querstegen

Um die zuvor beschriebenen tendenziellen Druckfestigkeitserhöhungen von einzelnen Wandscheiben gegenüber den Netto-Festigkeiten von Lochsteinen mit versetzten Quersteganordnungen zu verdeutlichen, sind nachfolgend in Abbildung 5-26 die Versuchsergebnisse der Lochsteinversuche mit (N1) und ohne Querstege (Q1) sowie die Testergebnisse von Steinen und Steinscheiben aus der Markstudie der Trendlinie der Scheibenversuche aus Loch- und Vollsteinen nach Abbildung 5-17 gegenübergestellt. Da innerhalb dieses Diagramms Steine bzw. kleinformatige Wandscheiben unterschiedlicher Rohdichte und damit Festigkeit betrachtet werden, werden die Nettosteindruckfestigkeitswerte auf den jeweiligen Mittelwert von aus den Lochsteinen herausgetrennten Wandscheiben der Abmessungen 80 x 80 mm² (als ersatzweise Materialfestigkeit) bezogen. Der Vergleich zeigt, dass sich der bezogene Festigkeitswert für die gesamten Lochsteine ohne Querstege Q1 der empirisch ermittelten Trendlinie zum Einfluss der Schlankheit auf die Druckfestigkeit für die untersuchten LAC-Wandscheiben der Versuche V1 (Vollstein) und V2 (Lochstein) nach Kapitel 5.1 annähert. Dabei wird als maßgebender mechanischer Schlankheitsgrad für die Lochsteine die Schlankheit eines einzelnen Längsinnensteges im Stein angesetzt. Folglich kann auch durch diesen Vergleich nachvollzogen werden, dass die vertikalen Längsstege, gerade nach dem

initialen Versagen der Querstege durch Aufspalten in diesem Bereich, maßgebend für den Lastabtrag in Lochsteinen bis zum Erreichen der Bruchlast im normativen Druckversuch sind.

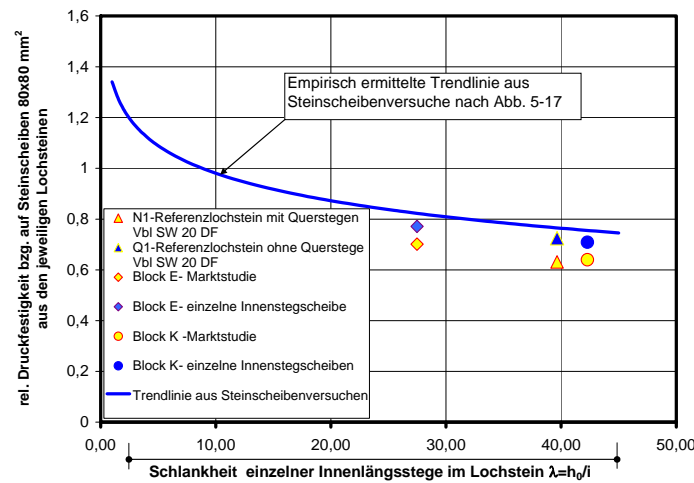


Abbildung 5-26: Einfluss der Schlankheit der einzelnen Innenlängsstege in Lochsteinen auf die resultierende bezogene Druckfestigkeit der Lochsteine gegenüber einzelnen getesteten Wandscheiben gleicher Schlankheit ohne Einfluss von Quersteinen

5.3 Fazit der experimentellen Untersuchungen

Für den Vergleich von unterschiedlichen Prüfkörperformaten von kompakten Standardproben, wie Würfeln, Vollsteinen und Zylindern (Kapitel 5.1), lässt sich für die untersuchten LAC- Betone festhalten, dass

- die diskutierten Größeneffekte für Würfelproben der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}=1$ mit Kantenlängen zwischen 100 und 200 mm im Mittel -5% betragen, so dass die Druckfestigkeit mit steigendem Volumen gemäß dem Weibull-Modell /Wol08/, /Alb67/ sinkt. Dies wird mit der Zunahme der statistischen Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Fehlstellen im Gefüge begründet. Jedoch ist die Druckfestigkeit von Vollsteinen des Formates 175x175x490 mm³ gleich der Würfel Druckfestigkeit. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass es zu einer stabilisierenden Wirkung durch die veränderten Schlankheitsbedingungen von Würfelform zur Mauersteinform kommt. In der Literatur wird diese stabilisierende Wirkung auch als „Längeneffekt“ /Bee05/ bezeichnet.
- Unterhalb einer minimalen Probenkantenlänge von dem 3- bis 3,5- fachen des Größtkorndurchmessers der verwendeten Leichtzuschläge, fällt die getestete Druckfestigkeit bis zu 20% ab.
- eine Erhöhung der Probenschlankheit von $\bar{\lambda}=1$ zu $\bar{\lambda}=2$ für nicht knickgefährdete Standardprüfkörpern, wie Zylindern nur zu einer experimentell feststellbaren Reduktion der Druckfestigkeit von ca. -3% führt. Daraus resultiert ein Umrechnungsfaktor von 1,03 für die Umrechnung der Druckfestigkeit von der Zylinder- ($\phi=150/ h=300$ mm) zur Würfel Druckfestigkeit mit 150 mm Kantenlänge. Normativ ist für den LAC im Festigkeitsbereich LAC 2 bis 4 ein Wert von 1,05 hinterlegt (vgl. Tabelle C-2, Anhang C).
- Ein Größeneffekt in der Biegezugfestigkeit kann für die untersuchten Rezepturen im Mittel mit einem Umrechnungsfaktor von 1,7 für die Biegezugfestigkeit von kleinformatigen Prismen gegenüber die Biegezugfestigkeit von großformatigen Normbalken belegt werden. Nach den Untersuchungen in Kapitel C.1.1 im Anhang C ist genauso wie bei den Druckversuchen davon auszugehen, dass auch in diesem Fall die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Fehlstellen mit

Vergrößerung des Balkenvolumens stetig ansteigt. Dies führt dann zu einem früheren Biegezugversagen von Balken gegenüber kleinformatigen Prismen. Somit würde sich dieser Größeneffekt positiv auf die Grenzzugfestigkeit von filigranen Innenstegen in Lochsteinquerschnitten auswirken.

Allerdings kann somit noch nicht der große getestete Festigkeitsunterschied zwischen Vollsteinen und Lochsteinen von im Mittel -33 (nach 28 Tagen) bis max. -46% (nach 195 Tagen), bezogen auf die Nettosteinquerschnittsfläche theoretisch erklärt werden. Mit den in Kapitel 5.1 untersuchten Einflussfaktoren an Standardprüfkörpern, wie der Querdehnungsbehinderung; Probenschlankheit und Probenvolumen bzw. -dicke bleiben also noch kombinierte Einflüsse aufgrund der Lochgeometrie und dem Tragsystem aus Längs- und Querstegen in Lochsteinen unberücksichtigt. Deshalb wurden in Kapitel 5.2 weitere Versuche unternommen, die verschiedenen Einflussfaktoren auf die Lochsteindruckfestigkeit zu analysieren und experimentell zu separieren.

Dabei wurden aus Voll- und Lochsteinen der Betonrezeptur „P1“, der gleichen Herstellcharge sowie maschinentechnisch gleich eingestellter Trockenrohdichten, Wandscheiben unterschiedlicher Schlankheit durch Variation der Höhen und Dicken geschnitten. Zur übersichtlichen, zusammenführenden Darstellung der einzelnen experimentellen Untersuchungsmethoden und Testergebnisse der in Kapitel 5.1 und 5.2 vorgestellten Versuche wird abschließend die Verwendung eines Übersichtschemas mit Darstellung der schrittweisen Versuchsmethodik in Abbildung C-11, Anhang C gewählt. Dieses Schema enthält auch Informationen zu getesteten kombinierten Einflussfaktoren auf die Lochsteinfestigkeit und verstärkten separierten Einflüssen, die an einzelnen Wandscheiben aus Innenstegen experimentell bestimmt wurden. Zur Separierung und zur Quantifizierung der einzelnen Einflussfaktoren werden die Einflüsse und Veränderungen in Prozentsätzen unter Angabe des Bezugswertes bzw. Bezugsprobenformates erfasst.

5.4 FE-Berechnungen zum Einfluss verschiedener Steifigkeiten im Steinquerschnitt

Ziel der nachfolgend dargestellten numerischen Berechnungen ist es, dass prinzipielle mechanische Verhalten in einem 3D-Lochsteingefüge qualitativ abzubilden. Die Berechnungsergebnisse dienen dabei eher als Indikatoren für die real oft unterschiedlich stark ausgeprägten Spannungen und Verformungen infolge des inhomogenen Gefüges von haufwerksporigen Leichtbetonen.

Bereits im Vorfeld der vorgestellten empirischen Untersuchungen zum Einfluss der Schlankheit und Geometrie bzw. Verdichtungseffekten auf die resultierende Leichtbetondruckfestigkeit, wurden FE-Berechnungen zum Einfluss lokal unterschiedlicher Biegesteifigkeiten auf den Lastabtrag für den gesamten Steinquerschnitt durchgeführt. Die Biegesteifigkeiten der Längsstege mit den angrenzenden Quersteganteilen werden in einer ersten numerischen Parameterstudie in Abhängigkeit der empirisch an drei Lochsteinen festgestellten Rohdichteverteilung abgeleitet. Dies geschieht auf Grundlage der in Kapitel 4 hergeleiteten mathematischen Zusammenhänge zwischen Rohdichte-, Festigkeit- und E-Modul-Verteilungen für die untersuchte Mischungsrezeptur (Abbildung 5-27). In der Abbildung 5-28 sind zur Verdeutlichung der prinzipiellen Vorgehensweise, die einzelnen Schritte schematisch dargestellt.

In einem zweiten Schritt werden für die bereits vorgestellten Lochsteinausschnitte V2-S1 und S2 mit jeweils einer und drei Luftreihen zusätzlich detaillierte Simulationsrechnungen zum Einfluss variierender E-Module der Querstege durchgeführt. Diese stufenweise verfeinerten FE- Modelle, sowohl mit linearem, als auch nicht-linearem Materialverhalten, sollen dazu beitragen evtl. vorhandene festigkeitsmindernde Einflüsse durch unterschiedliche Biegesteifigkeiten der Innenstege und der Lochsteingeometrie auch theoretisch mechanisch zu begründen. Dazu werden in einem zweiten Schritt zusätzlich an zwei Lochsteinen der gleichen Produktionsserie V2 (s. Abbildung 5-29),

experimentell die E-Module der Querstege auf Grundlage der Trockenrohdichteverteilung im Bereich der Ausschnitte S1 und S2 abgeschätzt.

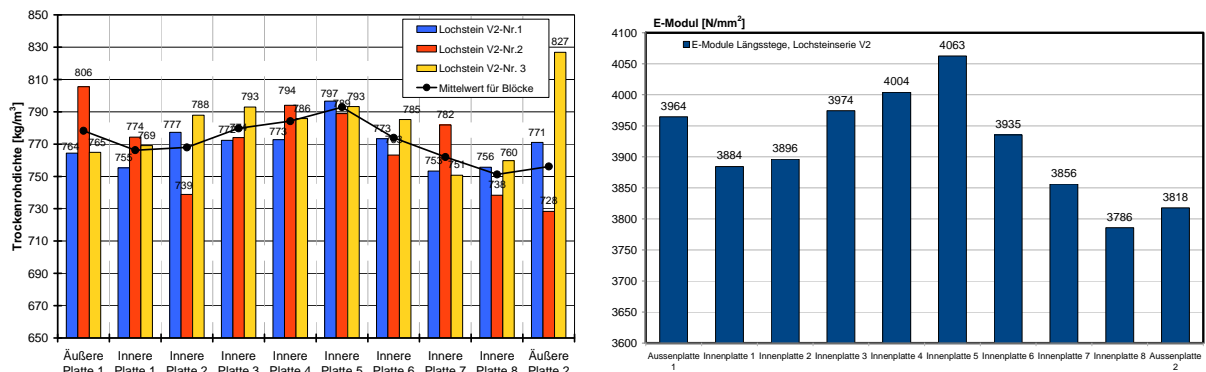


Abbildung 5-27: Experimentell bestimmte Trockenrohdichte- (links) zu rechnerisch ermittelten E-Modul-Verteilung (rechts)

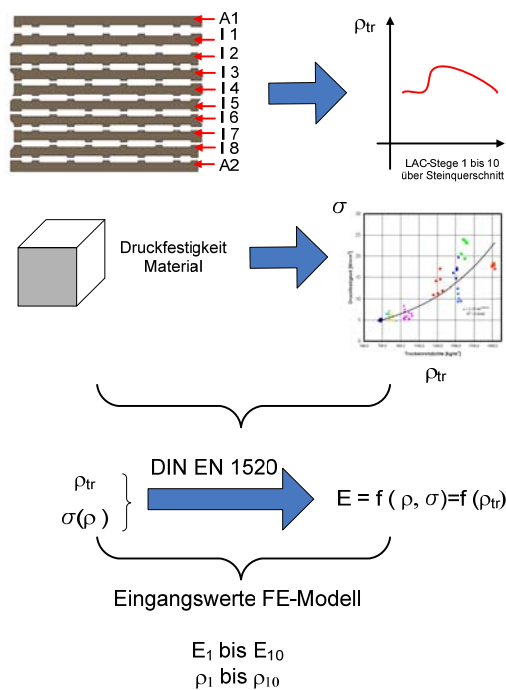


Abbildung 5-28: Ablaufschema zur Ermittlung der E-Modul-Verteilung bzw. Biegesteifigkeiten für die FE-Berechnung

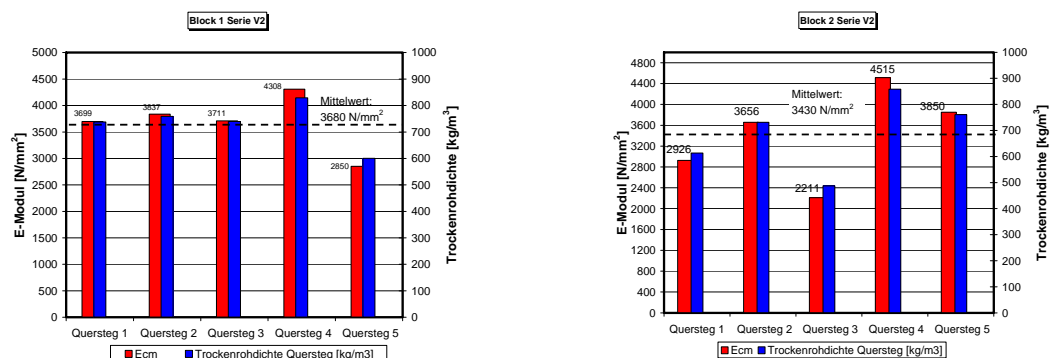


Abbildung 5-29: Trockenrohdichte- und E-Modulverteilung für Querstege aus dem Zentrum von Lochsteinen der Serie V2

5.4.1 Simulation gesamter Lochstein

Vergleichend werden in einem ersten Schritt linear-elastische FE-Berechnungen von gesamten Lochsteinen mit konstanten und über den Steinquerschnitt (Längsstege) variablen E-Moduln gegenübergestellt. Ausgewertet werden die berechneten Spannungen wegen dem relativ quasi-spröden Materialverhalten von LAC nach der Normalspannungshypothese /Läp06/. Diese Hypothese besagt, dass der Querschnitt versagt, wenn der Betrag der größten berechneten Hauptnormalspannung den durch Versuchswerte bestimmten Materialgrenzwert überschreitet. Als vereinfachte idealisierte Randbedingung sind die Lagerflächen des Steins mit den starren Lasteinleitungsplatten fest verbunden, so dass im Bereich der Lasteinleitung eine vollständige Querdehnungsbehinderung resultiert. Aus dieser ersten Parameterstudie zum Einfluss **konstanter** gegenüber **variierender** Biegesteifigkeiten (E-Module) der Längsstege mit angrenzenden Querstegen, lässt sich zusammenfassend ableiten, dass

- eine Zunahme der Zugspannungen σ_1 von den äußeren zu den inneren Querstegen auf der Symmetrieachse des Steins erfolgt (s. Abbildung 5-30 und Abbildung 5-31).
- der Unterschied zwischen der maximal auftretenden Hauptzugspannungen σ_1 im Quersteg bei konstantem E-Modul über den Steinquerschnitt um 10% geringer ausfällt, als bei über die Längstege variablen E-Moduln. Die max. berechneten Quer- und Spaltzugspannungen liegen für beide Berechnungsmodelle oberhalb der angesetzten Materialzugfestigkeit von $0,4 \text{ N/mm}^2$.
- hohe lokale Hauptzugspannungen (σ_1) nahe des Randbereiches durch behinderte Querdehnung (Festeinspannung) für beide FE-Berechnungen mit konstanten und variablen E-Moduln resultieren (s. Abbildung 5-30 und Abbildung 5-31). Dadurch wird der kritische Grenzwert der Zugspannungen im Bereich der Querstege nahe der Lasteinleitungsfläche eher erreicht, so dass im Versuch der gesamte Stein aufgrund des lotrechten Aufbrechens der Querstege über die Steinhöhen in einzelne Längsstege geteilt wird und das Tragsystem aus Längsstegen anschließend versagt (vgl. Abbildung 5-22 und Abbildung 5-23). Eine solche „Säulenbildung“ wird auch für andere Lochsteinmaterialien, wie Hochlochziegel, in der Literatur belegt /Schu00/. Neben den bekannten Querkzugbelastungen aus der Zwangsbeanspruchung durch die Verformungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich, wie es bereits in Kapitel 5.1.3 theoretisch von /Schle75/ anhand der Scheibentheorie begründet wird, kommt es bei Lochsteinen zu sehr ungleich verteilten lotrechten Druckbeanspruchung (s. Abbildung C-13, Anhang C). Diese führen dann zusätzlich zu dem real beobachteten „Spaltzugversagen“ der Querstege (s. Kap. 5.2.4, wie auch /Ber00/). Eine genauere Beschreibung dieses Phänomens wird in Kapitel 5.4.3 und 6 im Rahmen der nichtlinearen FE-Berechnungen und der Modellbildung mittels Stabwerksmodellen aufbereitet. Die Materialzwängungen und Plastifizierungen konzentrieren sich außerdem zusätzlich an den äußeren Kanten des Steins, gerade auch bei Lochsteinen und führen praktisch zu den Abplatzungen aus Querdehnungsbehinderung der äußeren Stegbereiche. Dies kann auch an den Bruchbildern der Steine nach dem Versuch aufgezeigt werden (s. Abbildung 5-32).
- der berechnete Druckbogen der Hauptdruckspannungen σ_3 zu den wirklich vorhandenen Bruchbildern passt, die bei den Wärmedämmsteinen des Typs Vbl SW in der Realität beobachtet werden (s. Abbildung 5-32, Abbildung 5-34 und Anhang C).
- die maßgebenden lokalen Stellen der maximalen Zugspannungsbelastung im Stein auch über das Auswertekriterium der sogenannten „Safety Margin“ bzw. „Safety Factor“ dargestellt werden können (Abbildung 5-33). Als Grenzwert der Zugfestigkeit wird den Berechnungen der in Kapitel 4 experimentell aus Biegezugversuchen berechnete Wert der zentrischen Zugfestigkeit von $0,4 \text{ N/mm}^2$ zu Grunde gelegt. Der Vergleich von **konstanter** zu **variabler** E-Modul-Verteilung über den Steinquerschnitt zeigt, dass eine variierende E-Modul-Verteilung die Sicherheitsreserve noch deutlicher im Bereich der Querstege nahe den Lasteinleitungsflächen reduziert (s. Anhang C).

Definition Safety Factor:

$$\min f_s = \frac{\sigma_{ultimate}}{\sigma_1} < 1 \rightarrow \text{Versagen auf Zug!}$$

Gl. 5-5

Definition Safety Margin:

$$\Delta m_s = f_s - 1 = \frac{\sigma_{ultimate}}{\sigma_1} - 1 < 0 \rightarrow \text{Keine Sicherheitsreserve vorhanden!}$$

Gl. 5-6

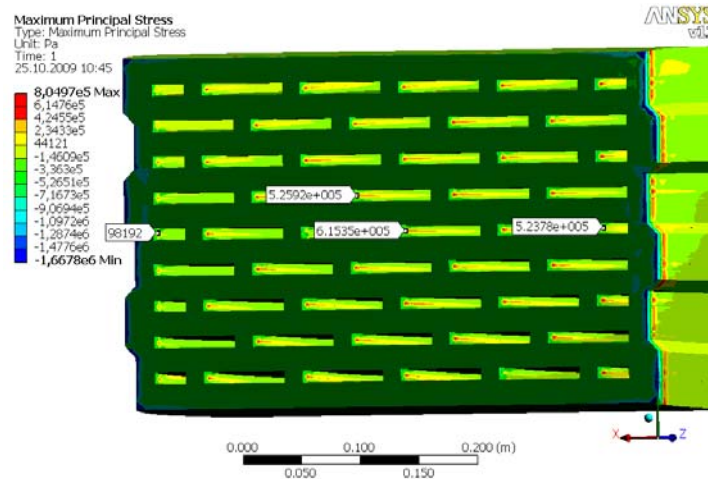


Abbildung 5-30:

Hauptzugspannungen σ_1 für variable E-Module der Längsstege gemäß Rohdichteverteilung

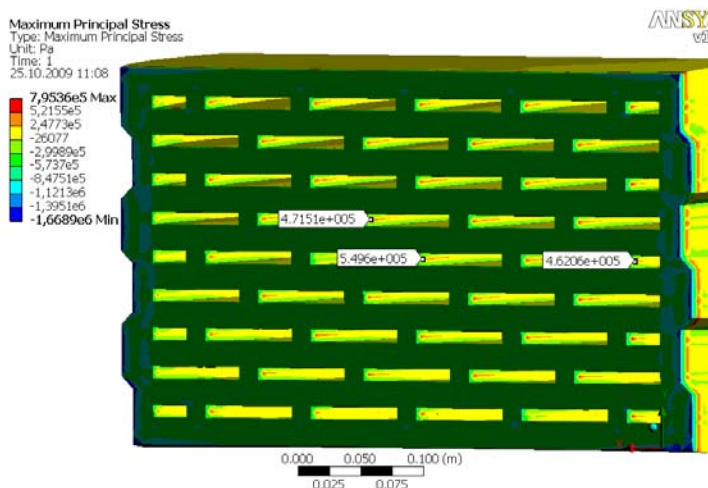


Abbildung 5-31:

Hauptzugspannungen σ_1 für konstanten E-Modul der Längsstege mit $E=4000 \text{ N/mm}^2$ (rechts)



Abbildung 5-32: Reale Bruchbildern für Steine aus der Marktstudie – Druckbogen

- durch die sich orthogonal kreuzenden Rippen, es bei konstantem E-Modul über dem Querschnitt zu einer Konzentration der Belastung in den Kreuzungspunkten von Quer- und Längsstege kommt (s. Abbildung 5-34). Dieser Sachverhalt wurde ebenfalls von /Ber00/ für Hochlochziegel mit Gitterstruktur durch FE-Analysen festgestellt. Durch diese lokal größeren Beanspruchungen des Tragsystems im Lochstein wird eine ungleiche vertikale Druckverteilung im Stein erzeugt, die bei Steinen aus LAC real zusätzlich durch die haufwerksporige inhomogene Gefügestruktur verstärkt wird.

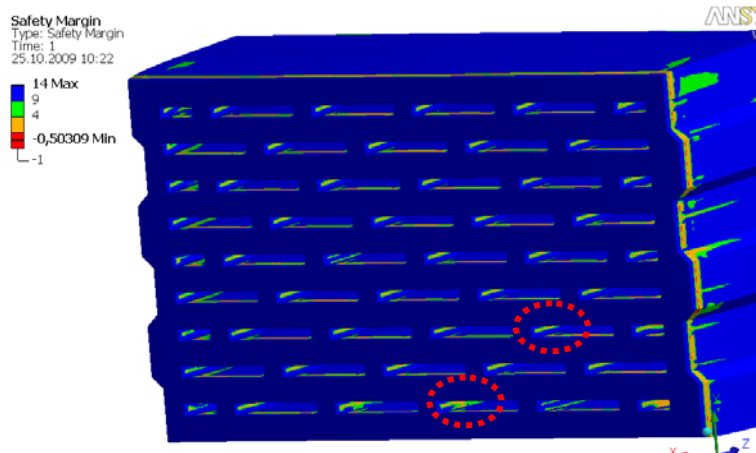


Abbildung 5-33:
Exemplarische Darstellung der Auswertung der „Safety Margin“ für variable E-Modul-Verteilung; Vergrößerung und Darstellung für konstante E-Modulverteilung im Anhang C

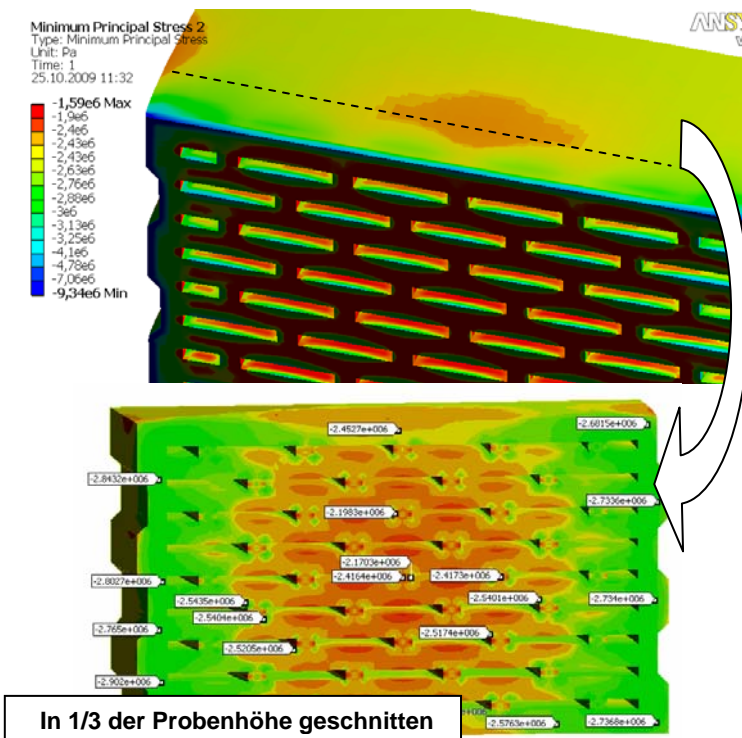


Abbildung 5-34:
Hauptdruckspannungen σ_3 für konstantem E-Modul (4000 N/mm^2) über den Steinquerschnitt (o) mit Darstellung der ungleichen lotrechten Druckspannungsverteilung (u)

In 1/3 der Probenhöhe geschnitten

Als wesentliches Fazit lässt sich aus dieser Parameterstudie ableiten, dass unterschiedliche Biegesteifigkeiten über die einzelnen Längsstege im Stein zu höheren Zugspannungen gerade im Bereich der Querstege aufgrund ungleichmäßiger Verformungen führen. Verstärkt werden diese Querverformungen zusätzlich durch ungleichmäßige lotrechte Druckspannungsverteilungen durch die sich kreuzende Rippenstruktur der Stege im Lochstein.

5.4.2 Numerische Berechnungen von Mauersteinausschnitten S1 und S2 sowie einzelner Wandscheiben

- **Vorgehensweise**

Um aufzuzeigen, dass die kritisch zu bewertenden konzentrierten Quer- und Spaltzugspannungen, die ca. 1 bis 2 cm unterhalb der Lasteinleitungsfläche auftreten, nicht nur auf Randeffekte infolge der vereinfachten Randbedingungen zurückzuführen sind, werden an den Steinausschnitten S1 und S2 weiterführende Berechnungen vollzogen. Deshalb werden nachfolgend detaillierte Variationsberechnungen zu verschiedenen Einflussfaktoren vorgestellt. Neben linear-elastischem Materialverhalten und idealisierten geraden Stegen, werden bei den nachfolgenden Berechnungen auch der Einfluss von dem real vorhandenen nichtlinearen Materialverhalten durch spezielle

Betonvolumenelemente (ANSYS, Solid65 /ANS07/) und der Konizität der Stege über die Höhe untersucht. Zusätzlich wird auch die mäßige Querdehnungsbehinderung durch die Simulation von Reibkontakten (Conta174/Target170, s. /ANS07/) zwischen den Lasteinleitungsplatten aus Stahl und den Proben aus LAC stufenweise berücksichtigt. Der Kontaktstatus wird über die iterative Auswertung der Distanz zwischen LAC- Oberfläche der Probe (Kontaktelement) und der Zieloberfläche der Stahlplatten (Target-Element) berechnet. Diese detaillierten Untersuchungen werden nachfolgend an den kleineren Steinausschnitten S1 und S2 durchgeführt.

Zusätzlich werden Nachrechnungen einzelner konischer Innensteg-Scheiben mit $l_0=h=238$ mm aus den Lochsteinen durchgeführt, um die mechanischen Effekte und die Güte der Nachrechnungen im Vergleich zu den Versuchen gemäß Kapitel 5.2.3.2 zu überprüfen. Dies geschieht auf der Grundlage der empirisch ermittelten Materialkennwerten, wie der idealisierten Spannungs-Dehnungs-Ansatzfunktion für LAC nach Kapitel 4. Außerdem wird ein diskreter Rissverlauf im Bereich eines Querstegs anhand des im Versuch erhaltenen Bruchbildes mit angrenzenden Längsstegquerschnitten abgeschätzt und als Initialriss über die FE- Modellhöhe durch Reibkontaktelemente simuliert. Das ungerissene Betonvolumen zu Beginn der Rechnung wird über „Solid65“- Beton-Elemente /ANS07/ abgebildet (s. Kap. 5.4.3). Mit diesem Elementtyp ist es gemäß den Bruchgesetzen und definierten Fließflächen des Fünf-Parameter-Modells nach William und Warnke /Wil74/, /Jäg06/ für den dreidimensionalen Hauptspannungsraum möglich, die weitere Rissentwicklung im Steinquerschnitt quantitativ zu simulieren. Diese Berechnungsergebnisse werden vergleichend demselben Simulationsmodell ohne eingepprägten Initialriss gegenübergestellt.

Dargestellt werden nachfolgend einige exemplarische Berechnungsergebnisse für die Prüfkörper als Steinausschnitte V2-S2 mit 3 Luftreihen, die dem gesamten Lochstein auch experimentell durch vertikale Sägeschnitte entnommen wurden. Ähnliche Ergebnisplots und in ihren Aussagen deckungsgleichen FE-Berechnungen, konnten ebenfalls für die Probe S1 ermittelt werden.

Bei den nachfolgend präsentierten numerischen Berechnungen sind die Prüfkörper aus LAC, sowohl mit einer (S1), als auch mit drei Luftreihen (S2), zuerst mit linear-elastischen Materialansatz unter Vorgabe von Grenzzug- und Grenzdruckfestigkeiten kraftgesteuert in 10 äquidistanten Lastschritten bis zur experimentell bestimmten Bruchlast berechnet worden. Die Grenzzug- und -druckfestigkeiten werden anhand von Biegezug- und Druckversuchen in Abhängigkeit der Trockenrohdichten an Standardprüfkörpern experimentell bestimmt und statistisch abgesichert (s. Kapitel 4 und 6). Die Last wird wie im realen Versuch über eine Stahlplatte durch eine kreisrunde Flächenpressung, die die Kalotte der Prüfmaschine im 3D- Modell abbildet, auf den Prüfkörper eingetragen. Die obere Stahlplatte selbst, ist in der Horizontalen seitlich gehalten, während sie vertikal verschieblich gelagert ist. Dagegen ist die untere Stahlplatte, wie im Versuchsaufbau, in allen drei Raumrichtungen starr und nicht verdrehbar gelagert. Die mittlere Bruchlast beträgt experimentell z.B. für den Steinausschnitt S2 81,2 kN, die über eine Kalotte auf die Stahlplatte als Flächenpressung von $4,6 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht wird (s. Abbildung 5-35).

Zusätzlich werden neben dem Fall a) mit festeingezogenen, völlig querdehnungsbehinderten Lasteinleitungsflächen, auch eine Haftreibung mit einem Reibkoeffizienten von $\mu_H=0,4$ für den Reibwiderstand von Stahl auf Beton bzw. Mauerwerk über spezielle Kontaktelemente als Parameterstudie simuliert (Fall c). Als weitere Modellrandbedingung wird der Einfluss der Konizität der Stege untersucht (Fall b). Die zuvor bereits gezeigten, experimentell bestimmten E-Modul-Verteilungen für die Längssteg (Abbildung 5-27), werden den numerischen FE-Berechnungen exakt und nicht, wie experimentell nach Norm üblich, auf 100 N/mm^2 gerundet, zugrunde gelegt. Die E-Module der Querstegverbindungen werden konstant zu 3800 N/mm^2 , entsprechend der empirischen Steinanalyse (vgl. Abbildung 5-29) als oberer Grenzwert angesetzt (s. Tabelle 5-6 und Abbildung C-15, Anhang C).

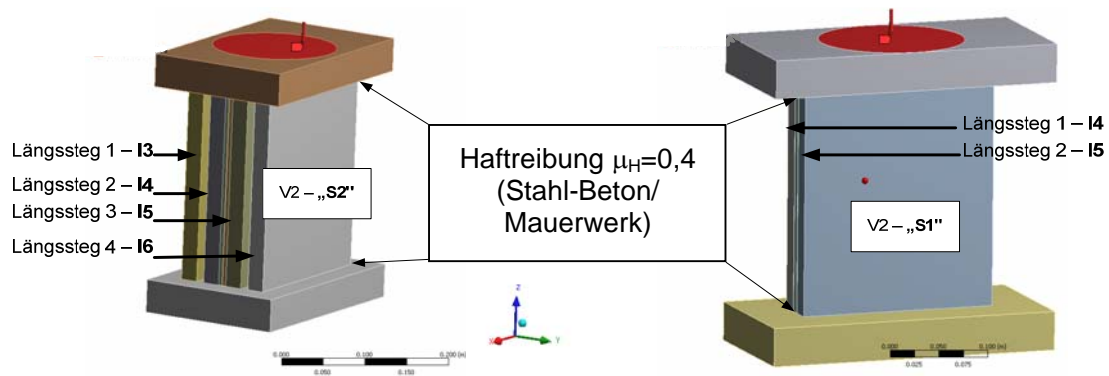


Abbildung 5-35: Modellrandbedingungen für linear-elastische und plastisch-multilineare FE-Berechnungen zu den Prüfkörpern S2 (links) und S1 (rechts)

Die nachfolgende Abbildung 5-36 und die Abbildung C-16 im Anhang C zeigen exemplarisch die für das Versagen bzw. Aufspalten der Querstege auf Querszug maßgebenden Ergebnisdarstellungen der berechneten Hauptzugspannungen σ_1 und der bereits vorgestellten „Safety Margin“. Sie dient zur Abschätzung der Sicherheitsreserven auf der Zugseite für den untersuchten Steinausschnitt S2. Weitere Ergebnisbilder und mit in Ihren Aussagen deckungsgleichen Berechnungen für die Probe S1, sind im Anhang C aufgeführt. Vergleichend sind in den folgenden FE- Ergebnisplots die Resultate der Parameterstudie für volle Querdehnungsbehinderung der Proben in den Kontaktflächen zu den Lasteinleitungsplatten aus Stahl mit geraden Innenstegverlauf (Fall a) gegenüber dem Fall b) mit konischen Stegen, sowie die Berechnung mit der Simulation von Reibkontakten zwischen Probe und Stahlplatten (Fall c) dargestellt.

Tabelle 5-6: Materialparameter für die linear-elastischen und bilinear-plastischen Berechnungen der Steinausschnitte S1 und S2

Bauteilname	E-Modul [N/mm ²]	Zugfestigkeit $f_{t,u}$ für LAC [N/mm ²]	Druckfestigkeit $f_{cm}=\sigma_0$ für LAC [N/mm ²]	Trocken- rohdichte ρ_{tr} [kg/m ³]	Querdehn- zahl μ [-]
Probe S1					
Längssteg 1- I4	4004	0,4	6,48	785	0,25
Querstege	3800	0,4	6,48	750	0,25
Längssteg 2- I5	4063	0,4	6,48	795	0,25
Probe S2					
Längssteg 1- I3	3974	0,4	6,48	780	0,25
Längssteg 2- I4	4004	0,4	6,48	785	0,25
Querstege	3800	0,4	6,48	750	0,25
Längssteg 3- I5	4063	0,4	6,48	795	0,25
Längssteg 4- I6	3935	0,4	6,48	775	0,25

Anhand der Ergebnisplots lässt sich bereits für einen linear-elastischen Materialansatz unter Vorgabe von Grenzzug- und -druckfestigkeiten im Vergleich zu den Berechnungen am ganzen Lochstein mit vollständiger Querdehnungsbehinderung folgendes zusammenfassen:

- Eine volle Querdehnungsbehinderung führt zu größeren Spannungen, vor allem der Hauptzugspannungen (σ_1) im Querschnitt (Fall a)- $\sigma_{1max}=0,97$ N/mm² und b)- $\sigma_{1max}=1,04$ N/mm² s. Abb. C-16) im Vergleich zur mäßigen Querdehnungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich durch einen Haftreibverbund mit einem Haftreibungskoeffizienten von $\mu_H=0,4$ (Fall c- $\sigma_{1max}=0,66$ N/mm²).
- Stellen, an denen sich lokal ein Versagen infolge der Überschreitung der Material-Grenzzugfestigkeit durch die äußere Belastung und durch die Geometrie des Tragsystems

ankündigt, können als Sicherheitsindikator über die sogenannte „Safety Margin“ oder den „Safety Factor“ identifiziert werden. Diese Indikatoren beschreiben das Verhältnis von den berechneten Hauptzugspannungen σ_1 zu den Grenzzugfestigkeiten (s. Gl. 5-6). Auch mit veränderten Randbedingungen, wie konisch verlaufenden Stegen und Haftreibung statt einer vollen Querdehnungsbehinderung durch eine Festeinspannung, treten relativ hohe Hauptzugspannungen bzw. negative Werte der Safety Margin im Bereich der Querstege im Abstand von ca. 1 cm unterhalb der Lasteinleitungsfläche auf (s. Abbildung 5-36 und Anhang C). Allerdings treten bei den linear-elastischen Berechnungen mit konischen Stegen die absoluten Werte der Hauptzugspannungen nicht im Querstegbereich, sondern in der oberen Steinhälfte mit dünneren Längsstegen auf. Zu beachten ist jedoch, dass die Querstegbereiche aufgrund ihres geringeren E-Moduls, bei Annahme von linear-elastischem Materialverhalten, auch eine geringere Materialzugfestigkeit als in den Längsstegbereichen aufweisen müssen. Diese für Längs- und Querstegbereiche unterschiedlichen LAC-Grenzzugfestigkeiten werden bei den nicht-linearen FE-Berechnungen berücksichtigt (vgl. Tabelle 5-7). Anscheinend kann aber auch die Umlagerung der Zugkräfte auf die Querstegbereiche durch die kreuzende Rippengeometrie mit dem linear-elastischen Materialmodell und der Geometrierandbedingung der konisch zulaufenden Innenstege nicht so gut abgebildet werden. Genauer kann das reale Trag- und Rissverhalten durch die nicht-linearen FE-Berechnungen im nachfolgenden Kapitel 5.4.3 nachvollzogen werden.

Darüber hinaus sind für die Randbedingungen Fall a) bis c) jeweils die Verformungen wie auch Spannungen der Querstege auf ihrer Mittelachse senkrecht zur Belastungsrichtung (x- und y-Richtung im FE- Modell) ausgewertet worden /Leu09a/. Dies hat zum Ziel, den Einfluss der Querstege auf das gesamte „Wandsystem“ eines Lochsteins evtl. auf rein mechanische Effekte hin analysieren zu können, die wegen der geometrischen Randbedingungen bereits bei linear-elastischem Materialverhalten auftreten. Nachfolgend sind für den Berechnungsfall c) exemplarisch die Berechnungsergebnisse gegenüber der während des Druckversuchs real gemessenen Querverformungen des Steinausschnittes S2 für den letzten Lastschritt vor dem Bruch dargestellt (Abbildung 5-37).

Die in der Abbildung 5-37 zu sehende antisymmetrische Verformung zur Symmetrieachse (y-Achse im Diagramm) der wirklich im Versuche gemessenen Probe, ist mit einer physikalischen Nichtlinearität aufgrund der unterschiedlichen E-Modul-Verteilung über den Steinquerschnitt zu begründen, die in deutlich geringerem Maße auch durch die FE- Berechnung abgebildet wird (s. Tabelle 5-6). Sie tritt auch bei den Berechnungen mit und ohne Reibkontakt sowie zu den Berechnungen zum Steinausschnitt S1 mit einer Luftreihe auf (vgl. Anhang C). Die FE-Berechnung führt dabei nahe der realen Bruchlast zu geringeren Querverformungen, da im FE-Modell das Material auf makroskopischer Ebene abgebildet wird und das haufwerksporige Gefüge mit Hohlstellen und schwachem Punkt-zu-Punkt-Kontakt nicht abgebildet werden kann. Bei den experimentellen Tests ist ebenfalls davon auszugehen, dass unterschiedliche Biegesteifigkeiten verteilt über einzelne Innenstege im Querschnitt im Zuge sukzessiv gesteigerter Druckbelastungen zu unterschiedlichen Verformungen des Querschnitts führen. Es wird vermutet, dass diese gemessenen Verformungen infolge von Rissbildungen im Bereich der Querstege Lastexzentrizitäten nach sich ziehen, wodurch die einzelnen Längsstege im Stein verstärkt auf Biegung beansprucht werden.

Als weiteres Fazit lässt sich aus den vergleichenden Berechnungsfällen a) bis c) der Parameterstudie ziehen, dass

- die Verformungen quer zur Belastungsrichtung (x- und y-Richtung FE- Modell) annähernd gleich groß bleiben und von der vollen bzw. mäßigen Querdehnungsbehinderung durch Haftreibung wenig beeinflusst werden (s. Anhang C und /Leu09a/). Sie sind aber wegen der linear-elastischen Materialannahme des LAC und der nicht simulierten Rissaufweitung im Querschnitt deutlich kleiner, als die im realen Versuch optisch gemessenen Querverformungen (s. Abbildung 5-37).

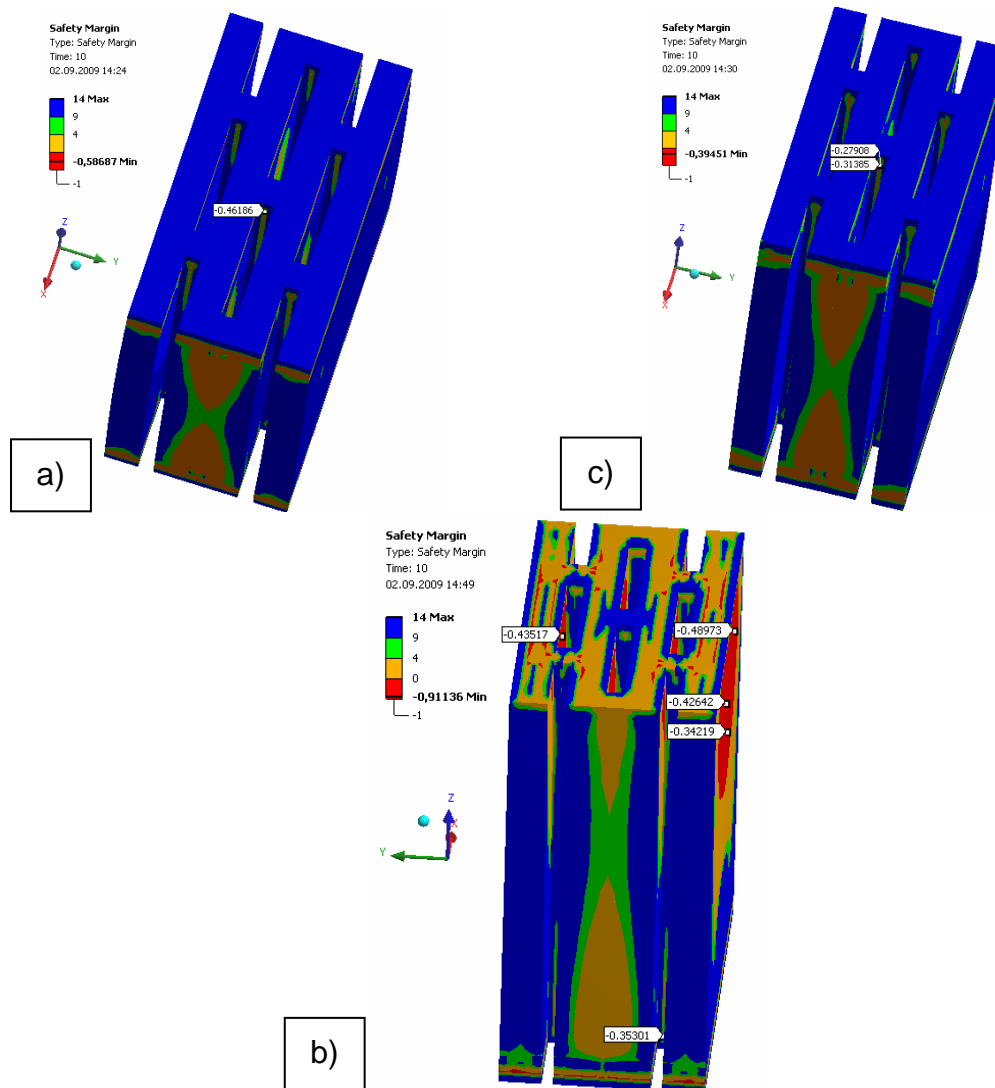


Abbildung 5-36: Safety Margin für die Randbedingungen der Berechnungsfälle a) volle Querdehnungsbehinderung, b) konische Stege, c) mit zusätzlicher Simulation der Haftreibung

- Des Weiteren reduzieren die konischen Stege die minimalen bzw. maximalen Querverformungen, führen aber zu größeren Spannungen im Querschnitt infolge Zwangs (Fall a) gegenüber Fall b), (Abbildung C-16). Dies ist durch das Absinken der Safety Margin erkennbar (s. Abbildung 5-36).

Weiterführende Auswertungen der optisch gemessenen Biegelinien der Steinausschnitte S2 über die einzelnen Lastschritte im Versuch, verdeutlichen zudem Wendepunkte im Verlauf der aufgezeichneten bezogenen Traglastkurven N_v/bt (s. Abbildung 5-38). Dies könnte ein Indikator dafür sein, dass ein anfänglicher lotrechter Riss in den Querstegen bei ca. 80 bis 90% der Bruchlast die Stabilität des gesamten Steinsystems aus Längs- und Querstegen beeinflusst und zum Versagen führt, wie dies auch durch die eigenen Versuche und nach *Berndt /Ber00/* für Hochlochziegel mit Gitterstruktur beobachtet werden konnte. Besonders die Traglastkurven für die Probe S2-4 weisen ab den Wendepunkten bei einer vertikalen Verformung der Probe von $\pm 0,05$ mm stark progressive Kurvenverläufe auf, die auf eine größere Verformungszunahme infolge von Stabilitätsproblemen bzw. seitlichen Biegeverformungen schließen lassen. Herstellungsbedingt werden die Querstege im Produktionsprozess geringer verdichtet und befüllt als die Längsstege. Deshalb weisen sie im Mittel auch einen geringeren E-Modul und Zugfestigkeit auf (vgl. Abbildung 5-27 und Abbildung 5-29). Genauerer Aufschluss über mögliche Rissentwicklungen bei Annahme eines homogenen Materials auf der Makroebene sollen aber auch noch die nachfolgenden nichtlinearen Berechnungen geben.

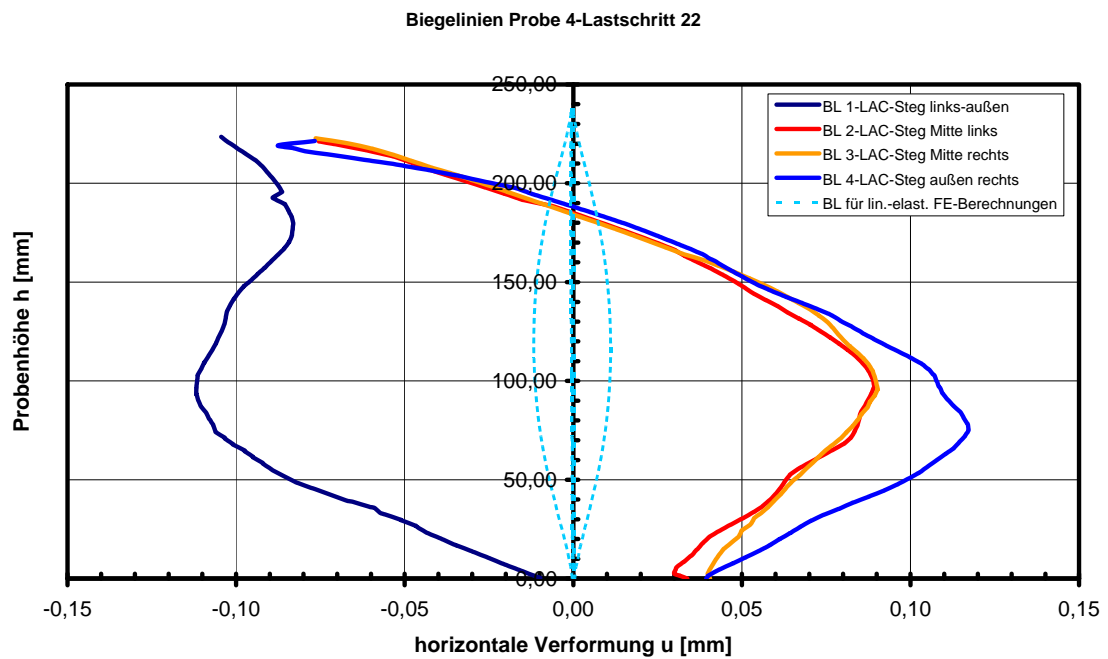
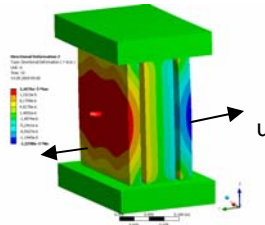
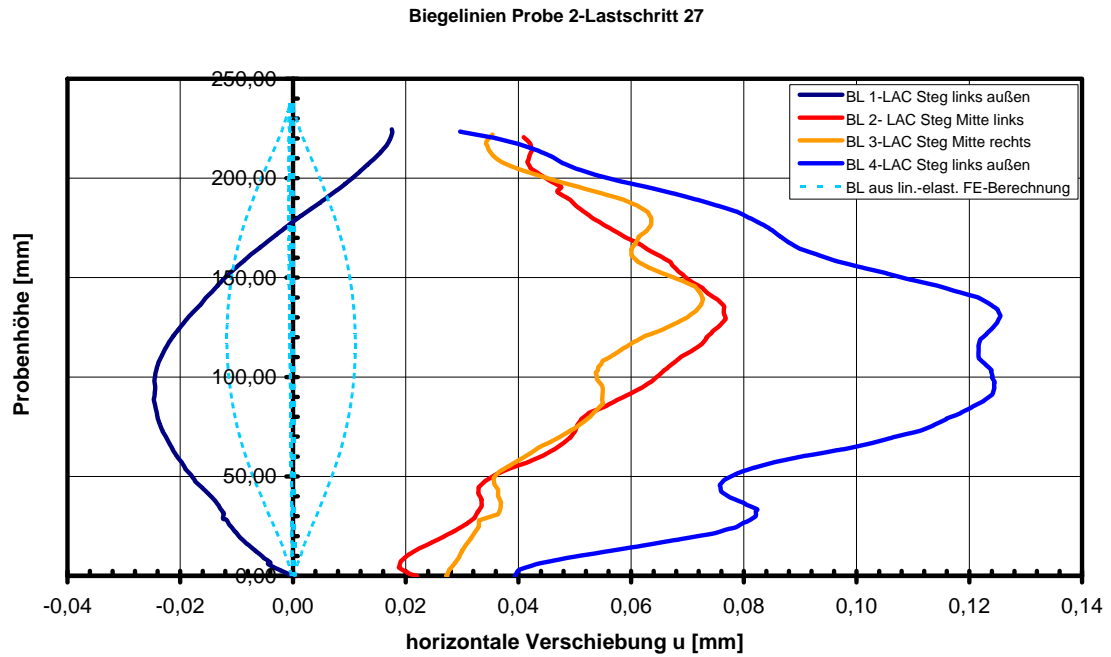


Abbildung 5-37: Experimentell berührungslos optisch gegenüber rechnerisch ermittelten Biegelinien durch seitliches Ausbiegen der Längsstege der Proben S2 für den letzten Lastschritt vor dem Bruch (Fall c)-FE-Berechnung mit linear-elastischem Materialverhalten des LAC)

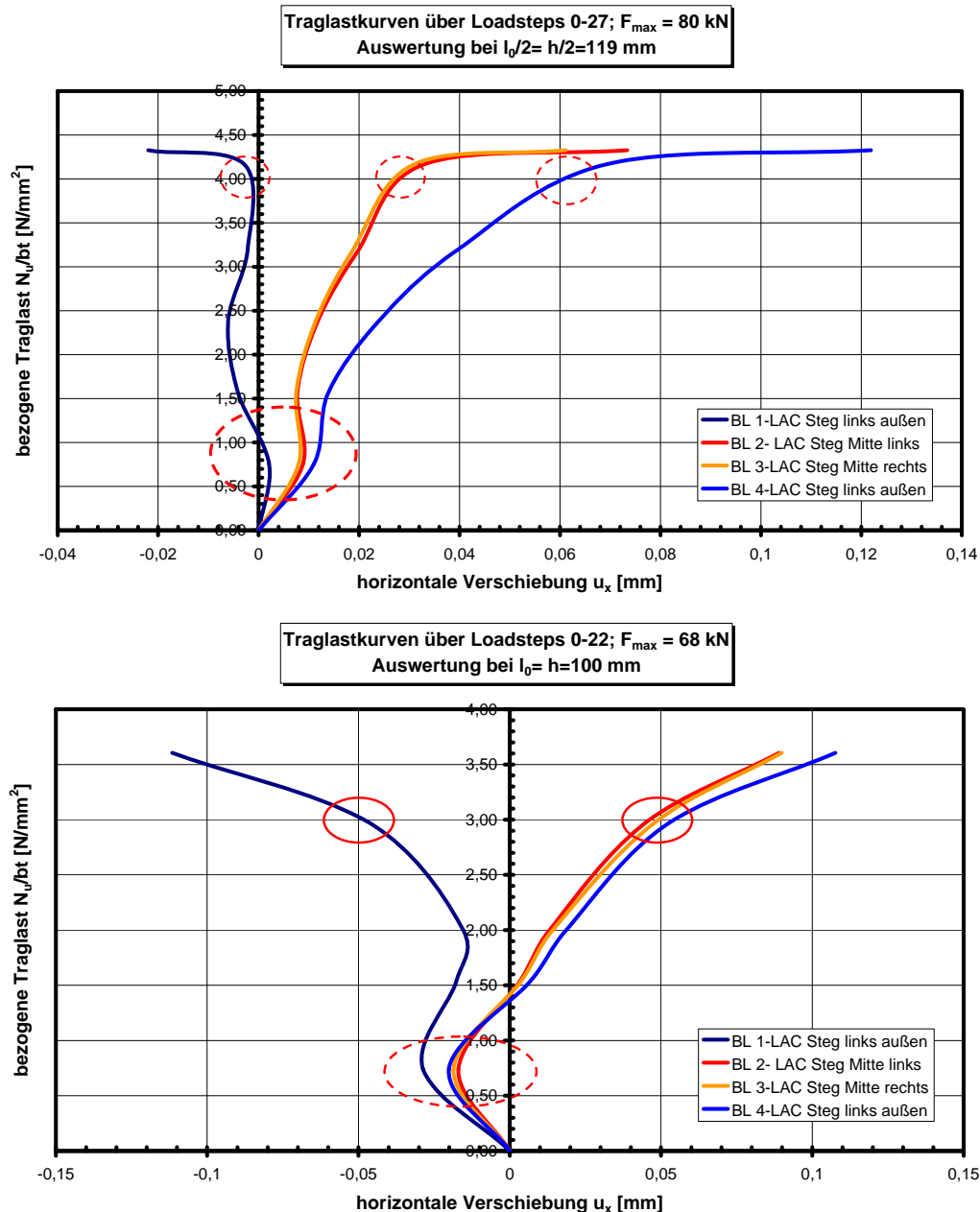


Abbildung 5-38: Experimentell berührungslos-optisch ermittelte Traglastkurven infolge seitliches Ausbiegen der Längsstege der Proben S2-Nr.2 (oben) und S2-Nr.4 (unten)

5.4.3 Nichtlineare FE-Berechnungen zum Steinausschnitt S1 und einzelnen konischen Innenstegen aus Lochsteinen

Um das Versagen der Prüfkörper aus LAC besser mit der Versuchsrealität vergleichen zu können, werden an den experimentell getesteten Steinausschnitt V2-S1 mit einer Luftreihe, sowie an einer einzelnen konischen Wandscheibe gemäß der Testserie V2-T3-22 ($h=238 \text{ mm}$) nichtlineare FE-Berechnungen durchgeführt. Für diese Berechnungen wird die kommerziell erhältliche Programmroutine ANSYS mit dem dort verfügbaren dreidimensionalen Betonvolumenelement „Solid65“ eingesetzt. Zur Lösung der nichtlinearen Berechnungen wird die in ANSYS standardmäßig implementierte Newton- Raphson- Methode eingesetzt /ANS07/, /But04/.

- **Betonvolumen- und Kontaktelemente**

Der Elementtyp Solid65 basiert auf das in ANSYS bereits implementierte Bruchmodell nach William und Warnke /Wil74/, /Jäg06/. Grundlage dieses dreidimensionalen Bruchmodells, z.B. für LAC, ist eine Fünfparameterdarstellung zur Beschreibung der charakteristischen Bruch- und Fließflächen für

den dreidimensionalen Hauptspannungsraum (vgl. Abbildung 5-39, u.r.). Dadurch können Zugrisse und das Betondruckversagen (Crushing) in allen drei orthogonalen Raumrichtungen an jedem Integrationspunkt des Elementes abgebildet werden. Die Rissentwicklung in den Integrationspunkten wird bei diesem Elementtyp über eine Anpassung der Elementsteifigkeiten (E-Module) bzw. der Spannungs-Dehnungs-Matrix D^{ck} gesteuert /ANS07/. Die Berechnungsmethode entspricht der Modellvorstellung einer verschmierten Risstheorie. Um die Rissentwicklung möglichst genau abzubilden, wurde bei den FE-Simulationen eine Diskretisierung der Finiten Elemente mit einer Länge von 5 bis 10 mm gewählt. Denn nach /Baz83/, /Kim04/ wird empfohlen, die Elementlänge gleich dem Rissabstand zu wählen, der bei Beton ungefähr dem dreifachen des Größtkorndurchmessers entspricht. Da das Größtkorn bei den hier durchgeführten Tests 8 mm beträgt, würde dies zu einer maximalen Elementlänge von 24 mm führen. Dabei wird für den Beton ein isotropes Verhalten angenommen.

Neben dem Materialversagen des Leichtbetons sind bei der Berücksichtigung struktureller Nichtlinearitäten die Lagerungsbedingungen zwischen den Lasteinleitungsplatten aus Stahl und der Betonoberfläche von Bedeutung. Dieser Verbund infolge der mäßigen Querdehnungsbehinderung durch Reibung wird in der Simulation über Reibkontakte (s. Abbildung 5-39, links oben) zwischen den Lasteinleitungsplatten aus Stahl und den Proben aus LAC abgebildet.

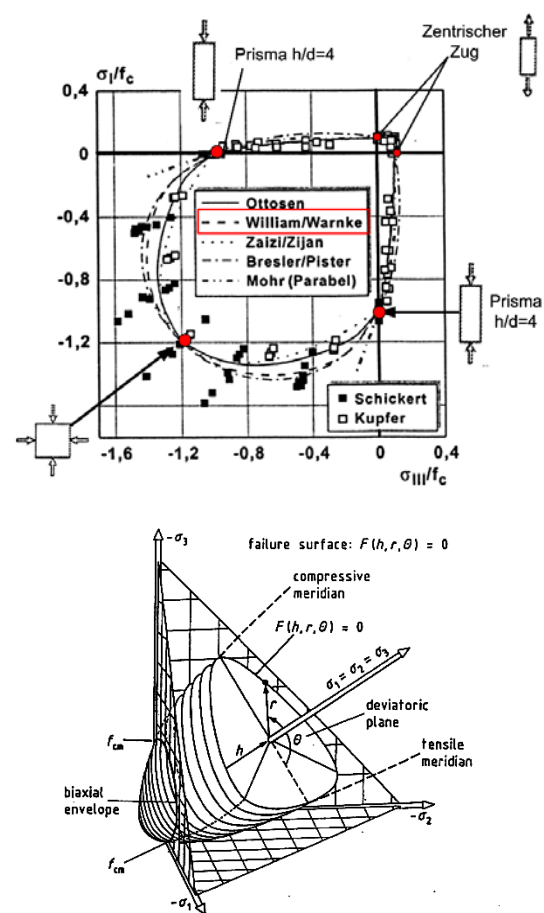
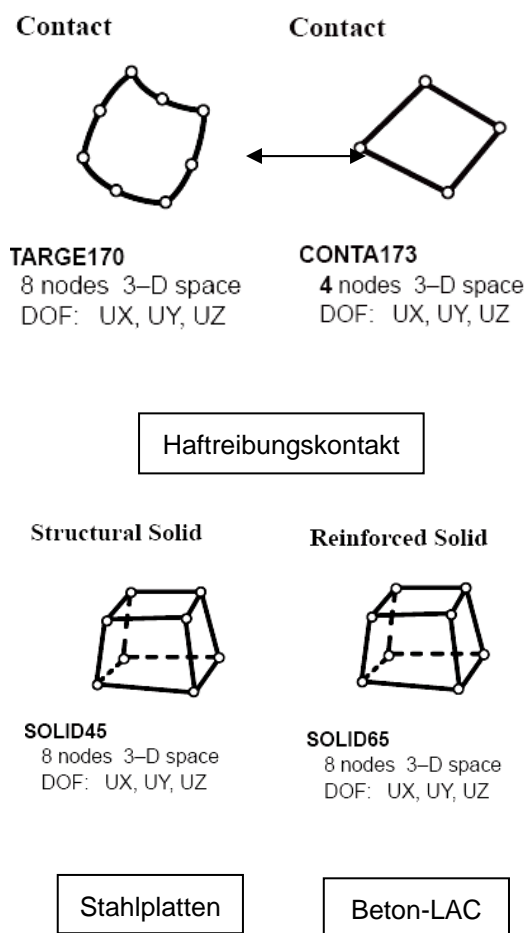


Abbildung 5-39: links: Verwendete Finite-Elemente zur nichtlinearen FE-Berechnung /ANS07/
rechts: Bruchkurve für zweiachsiale Festigkeit und Vergleich mit Versuchsergebnissen /Bra04/ (o.) und zugehörige Bruchfläche für den 3D- Hauptspannungsraum /Bra04/ (u.)

- **Bruchkriterien**

Den weiteren nichtlinearen FE-Berechnungen liegt, wie zuvor erwähnt das Bruchmodell von William und Warnke /Wil74/ für den bereits in Abbildung 5-39 vorgestellten dreidimensionalen Hauptspannungsraum zugrunde. Es basiert auf einer 5 Parameterdarstellung, wobei die Modellparameter bezogene Größen sind und auf typischen Betonfestigkeitskennwerten, wie der einaxialen Druck- und Zugfestigkeit, aber auch auf der biaxialen Druckfestigkeit sowie daraus bestimmten hydrostatischen Spannungszuständen beruhen. Das Bruchkriterium auf Basis von mehraxialen Spannungszuständen kann wie in Anhang C dargestellt beschrieben werden /ANS07/.

Für die Analyse der Versagenszustände von einaxialen Druckprüfungen an Proben aus LAC ist besonders das dritte Bruchkriterium einer Zug-Zug-Druckbelastung von Interesse. Das ist deshalb der Fall, da sich die Proben bei den in Kapitel 5.1 und 5.2 vorgestellten Versuchen, infolge von Querkzugspannungen seitlich ausbauchen können, wohingegen sie in Belastungsrichtung unter Druckspannungen gestaucht werden. Deshalb wird der analytisch, funktionale Zusammenhang für das dritte Bruchkriterium in Anhang C detaillierter betrachtet. Für die formelmäßige Darstellung der anderen Bruchzustände wird auf die Literatur verwiesen /ANS07/.

Die im Modell nach /Wil74/ benötigten Koeffizienten β_t und β_c zur Definition der Scherkraftübertragung an offenen und geschlossenen Rissen, sind im Bereich zwischen 0 und 1 zu wählen. Für die nachfolgenden Berechnungen werden die Koeffizienten konstant zu $\beta_t=0,2$ und $\beta_c=0,5$ angenommen. Da speziell für LAC in der Literatur keine Anhaltswerte für die Multiplikationsfaktoren für die biaxiale Druckfestigkeit und die biaxialen bzw. uniaxialen Stauchungsspannungen für den hydrostatischen Spannungszustand gefunden werden konnten, werden für die Berechnungen die für Normalbeton bekannten Zusammenhänge verwendet, die ebenfalls dem Anhang C zu entnehmen sind.

- **Nichtlineare FE- Modelle der Versuchskörper**

Insgesamt wurden auch für die nichtlineare Berechnung der Prüfkörper S1 und einer einzelnen Wandscheibe aus dem Innenstegbereich von Lochsteinen mehrere Modelle numerisch untersucht. Diese variieren hinsichtlich der Lagerungsbedingungen (volle Querdehnungsbehinderung oder Reibkontakt) und der Art der Krafteinleitung zwischen weggeregelt und lastgesteuert. Des Weiteren wurden zu Vergleichszwecken neben der Berücksichtigung eines nichtlinearen Materialverhaltens auch weitere FE-Berechnungen mit linear-elastischem Materialverhalten simuliert, um den Einfluss auf die berechneten gegenüber den experimentell ermittelten Traglastkurven, abschätzen zu können.

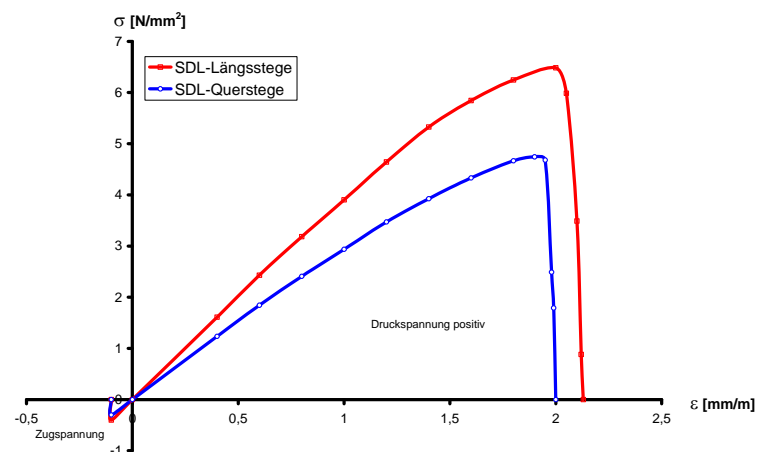
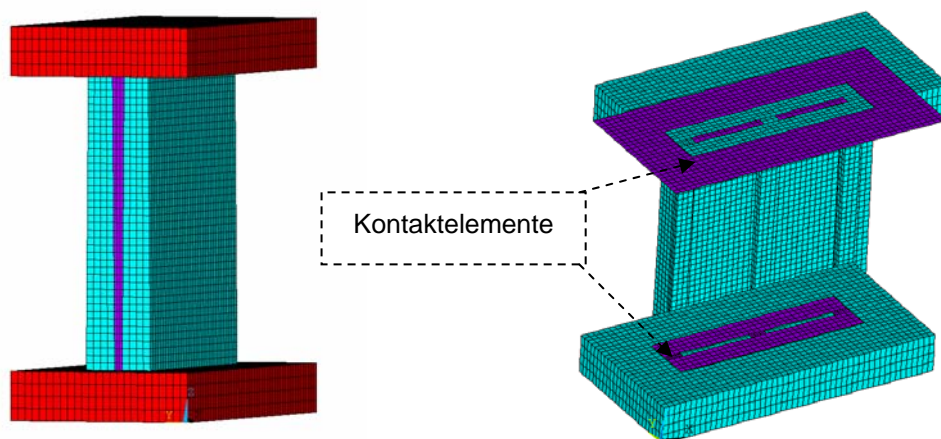
Wie die Untersuchungen zur Trockenrohdichte- und E-Modul-Verteilung im Lochstein gezeigt haben (s. Abbildung 5-29), liegen die E-Module der Querstege teils deutlich unter den für die Berechnungen zur Probe S2 angesetzten 3800 N/mm^2 . Deshalb werden für die nachfolgenden Berechnungen zu der Probe S1 geringere E-Modul-Kennwerte nach Tabelle 5-7 angesetzt. Somit wird der Ursprungs- E-Modul E_0 für die Längsstegbereiche zu 4000 N/mm^2 und für die Querstege zu 3000 N/mm^2 abgeschätzt. Der Reibbeiwert beträgt auch bei den nachfolgenden numerischen Berechnungen infolge Reibwiderstand in der Grenzfläche zwischen Lasteinleitungsplatte und Betonoberfläche $\mu_H=0,4$. Weitere Materialkennwerte sind der Tabelle 5-7 zu entnehmen.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die in ANSYS über eine programmierte Routine (APDL) implementierten, idealisierten nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linien für LAC, getrennt für die Längs- und Querstege der Probe S1 bzw. für die Wandscheiben aus dem Längsstegbereich. Die in Abhängigkeit der Dehnungen aufgestellte Berechnungsroutine der Arbeitskennlinie beruht auf dem für LAC abgewandelten Materialmodell nach DIN 1045-1 für $k_0=1,25$, gemäß den detaillierten Ausführungen und Untersuchungen in Kapitel 2.3.3 und 4.8.2 für LAC verschiedener Rohdichteklassen (s. Abbildung 5-38).

Tabelle 5-7: Verwendete Materialparameter für die nichtlinearen FEM- Berechnungen

Systemteil	Längssteg- Elemente LAC	Quersteg- Elemente (für S1) LAC	Kontaktelement	Lasteinleitungs- platte (Stahl)
ANSYS- Element /ANS07/	Solid 65	Solid 65	Conta 173 / Targe 170	Solid 45
Ursprungsmodul E_0 [N/mm ²]	4000	3000	0	200 000
Rohdichte [kg/m ³]	780*	650*		7850
Druckfestigkeit f_{cm} bzw. σ_0 [N/mm ²]	6,48	4,75		
Zugfestigkeit $f_{t,u}$ [N/mm ²]	0,4	0,3		525
Querdehnzahl μ [-]	0,25	0,25		0,3
Reibbeiwert			0,4	
Kohäsion C [N/mm ²] (Coulomb Friction Model $\tau = \mu \cdot \sigma_N + C$)			0,01	

*Angabe der Trockenrohddichte für LAC

**Abbildung 5-40:** Spannungs-Dehnungs-Linien für Längs- und Quersteg als idealisierte Materialkennlinie des FEM- Modells (Ansatz DIN 1045-1, aber mit $k_0=1,25$ u. $E_0=E_{cm}$ nach DIN EN 1520)**Abbildung 5-41:** Darstellung der Elemente mit unterschiedlichen Materialien (Farben) und Lage der Kontaktelemente im durchsichtigen Ansichtsmodus für konische Stegabbildung des Probekörpers S1

Wegen dem mehrachsigen Spannungszustand im Bereich der Lasteinleitungsplatten und der geringeren Steifigkeit bzw. Zugfestigkeit der Querstege, treten die ersten Risse in der FE- Berechnung

im Bereich der behinderten Querdehnung in den äußeren Eckbereichen der Probekörper auf. Im weiteren Verlauf der Laststeigerung breiten sich im Zuge der zunehmenden Quer- und Spaltzugspannungen im Bereich der Querstege über die Modellhöhe sukzessiv mehr Risse aus (vgl. Abbildung 5-42). Diese Rissbildungen leiten vermutlich das reale schlagartige Versagen aufgrund Instabilität und zunehmender Biegeverformung der Längsstege aufgrund resultierender Lastexzentrizitäten ein, so dass die Berechnungen als Indikator für den Versagensmechanismus dienen können. Allerdings bricht die numerische Berechnung ab diesem Lastschritt ab, da keine Konvergenz mehr vorliegt und die äußeren Querstege bereits lokal auf Querzug versagt haben. Der Grund dafür liegt in den Fließbedingungen nach William und Warnke für den Hauptspannungsraum begründet (s. Abbildung 5-39, rechts). Trotz des Nicht-Erreichens der Grenzwerte der getesteten einaxialen Materialdruck- und Zugfestigkeit treten bei den weggeregelten FEM- Berechnungen bereits Rissbildungen wegen den mehraxialen Spannungszuständen im Bereich der Querstege auf, wie die nachfolgende Abbildung 5-42 zeigt.

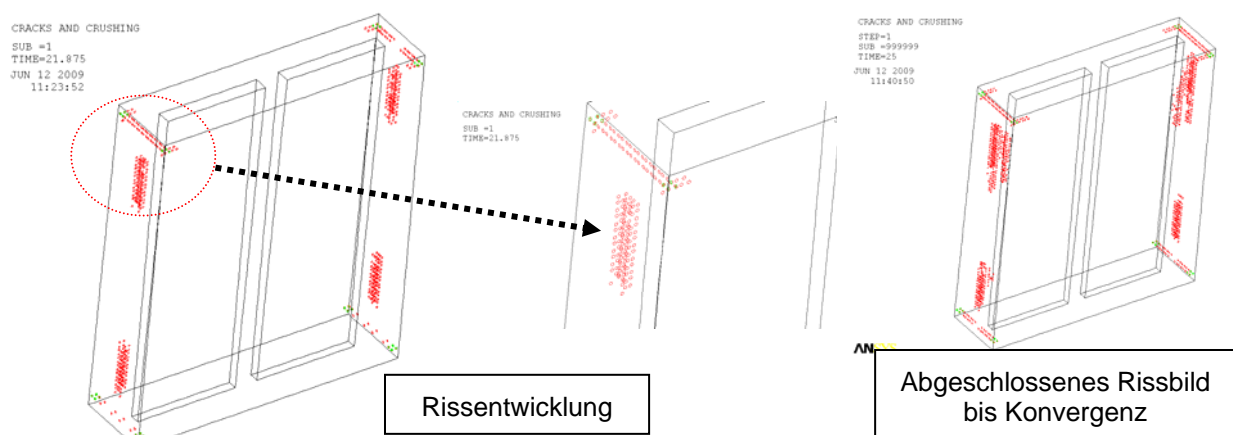


Abbildung 5-42: Rissbildung im vorletzten konvergierten (links) und letzten unkonvergierten Lastschritt (rechts) bei maximaler Belastung

Dieses Bruchverhalten wird auch bei der Auswertung der Versuche erkennbar (vgl. Abbildung 5-44). Vor dem eigentlichen quasi-sprödem Versagen brechen die ersten Leichtzuschläge im Bereich der Lasteinleitungsplatten knirschend auseinander und es entstehend darauffolgend vertikale Längsrisse im Bereich der Querstege bei ca. 80 bis 90% der Bruchlast (vgl. Abbildung 5-38). Durch weitere Laststeigerung bricht die Probe bei Maximallast mehr oder weniger schlagartig.

Somit kann auch numerisch nachvollzogen werden, dass bei sprödem Material wie LAC, schon relativ geringe Zugspannungen im Hauptspannungsraum nach dem Bruchmodell von William und Warnke im „Tension- Tension- Compression“- Bereich, die maximal ertragbaren Druckspannungen deutlich reduzieren. Die Querzugspannungen werden anscheinend durch die unterschiedliche lotrechte Spannungsverteilung aufgrund der gitterartigen Rippenstruktur der Innenstege in den Lochsteinen noch verstärkt (s. Abbildung 5-43), so dass die Querzugspannungen durch Querdehnung des Materials als auch durch Spaltzugspannungen aufgrund der Geometrie überlagert werden. Dieser Sachverhalt lässt sich durch die Auswertung der Kontaktspannungsverteilung normal zur Kontaktfläche der Probe aus LAC zur Lasteinleitungsplatte aus Stahl in Abbildung 5-43 darstellen.

Zusätzlich zu dem FE- Modell unter Ansatz einer nichtlinearen Materialkennlinie, wurden für die Probe S1 mit 2 Luftkammern auch Berechnungen mit anderen neueren Elementtypen (Solid186) durchgeführt, wobei das plastische Materialverhalten gemäß DIN EN 1520 als bilineare Kennlinie abgebildet wird (s. Kapitel 2). Auch bei diesen Parameterstudien sind die Lastplatten über Kontaktelemente mit Reibkoeffizienten von 0,4 zum Betonkörper verbunden. Wegen der neueren Simulationsumgebung konnten allerdings andere Kontaktformulierungen verwendet werden, so dass mit einer ausreichenden numerischen Stabilität auch ein kraft geregelter Versuch simuliert werden konnte. Allerdings haben diese finiten Elemente kein Bruchmodell für Beton implementiert, wodurch

keine Risse durch Ausfall von Elementsteifigkeiten simuliert werden können. Die Berechnungsergebnisse an einem plastischen FE-Modell mit über die Höhe konischen Stegen und die zuvor schon präsentierten nichtlinearen Berechnungsergebnisse werden in Abbildung 5-45 den an zwei Proben des Typs S1 mittels optischen Mess-Systems real erfassten Traglastkurven gegenübergestellt.

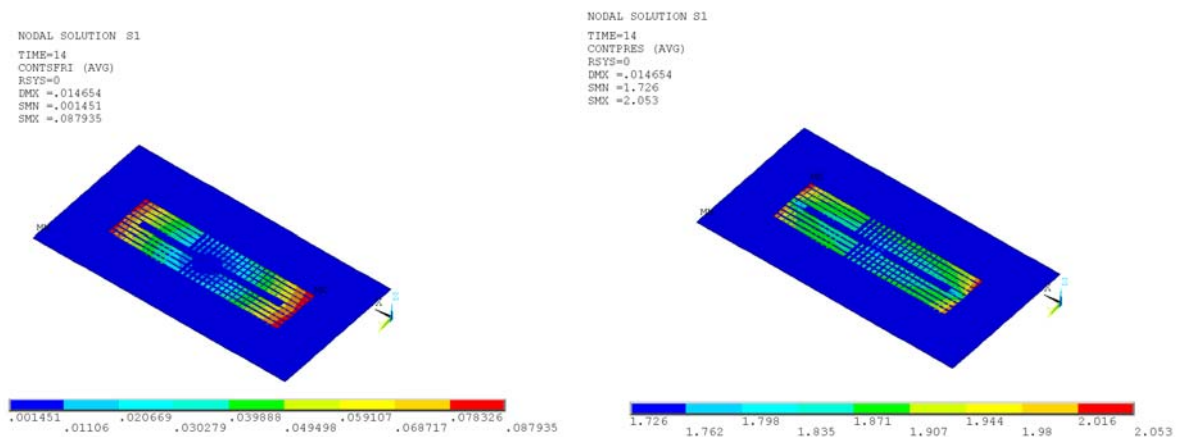


Abbildung 5-43: Reibspannungsverteilung in der Kontaktfuge nach dem Coulomb-Friction-Modell (links) und ungleichförmige Kontaktspannungsverteilung σ_N normal zur Kontaktfläche (rechts) bei 50% der äußeren gleichmäßig verteilten maximalen exp. Belastung

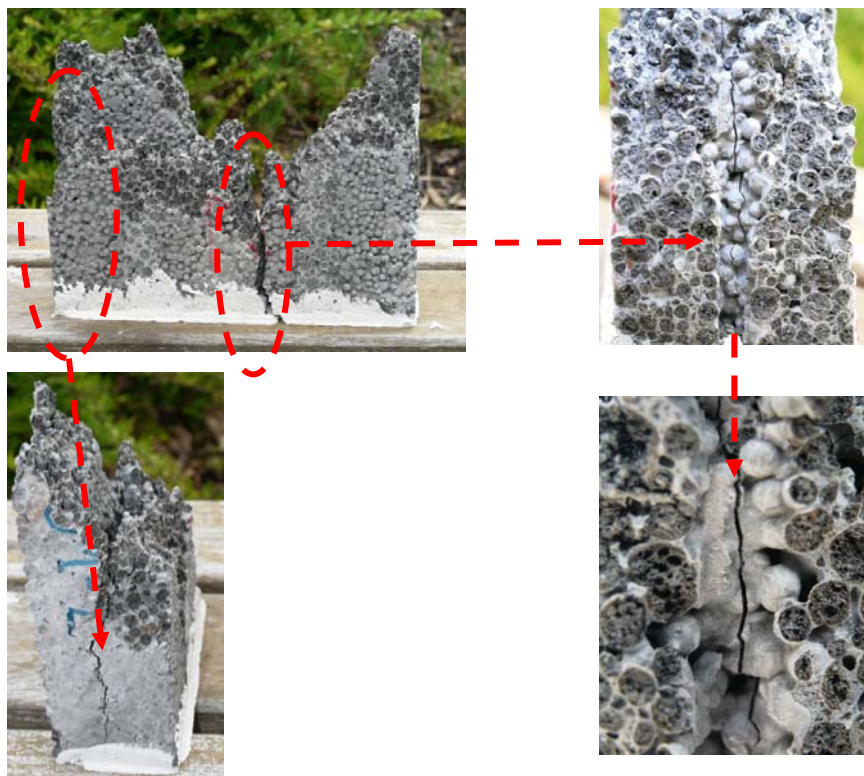


Abbildung 5-44: Längsschnitte über Probenhöhe im Bereich der Querstege nach erfolgten Druckversuchen für den Prüfkörper S1

Der Vergleich verdeutlicht, dass

- die experimentell gemessenen Traglastkurven der Proben S1 zwischen den FEM-Berechnungsergebnissen mittels plastischen Volumenelementen (Solid186) und bilinearer Materialkennlinie sowie den Ergebnissen mit speziellen Betonvolumen-Elementen (Solid65) und nichtlinearem Materialmodell liegen.
- Auch geringe Nichtlinearitäten in der berechneten Traglastkurve können über die Bruchhypothese nach William und Warnke mit den Betonvolumenelementen abgebildet werden.

- allerdings das wirklich vorhandene schlagartige Versagen im Zug-Zug-Druck-Bereich der Bruchflächen für unbewehrten Beton, nur bedingt durch die vorliegende FE-Berechnung abgebildet werden kann und die real gemessenen maximalen Traglasten überschätzt werden.

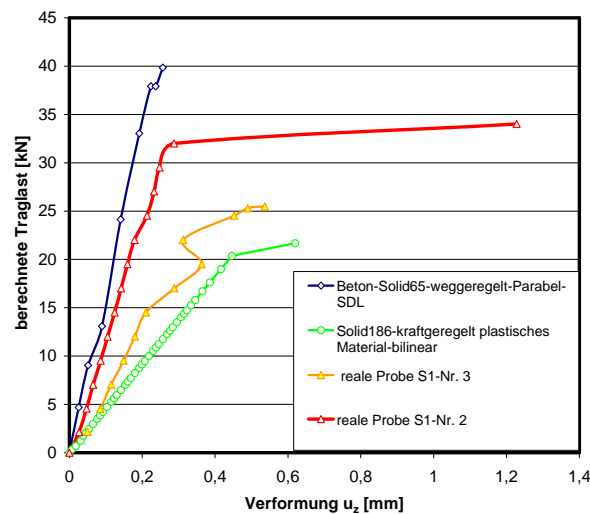


Abbildung 5-45: Gemessene und numerisch berechnete Traglastkurven für bilinearen und nichtlinearen Materialansatz auf Basis unterschiedlicher Finite- Element- Ansätze

Als Grund dafür wird angenommen, dass es infolge des Überschreitens der Zugfestigkeit des LAC zu einer schnell anwachsenden Rissbildung kommt. Deswegen ist in diesem Fall infolge der Rissbildung und Elementsteifigkeitsausfalls keine Gleichgewichtsfindung in den Lösungsalgorithmen mehr möglich. Bei bewehrten Betonquerschnitten können hingegen weiterhin die Berechnungen auch bei gerissenem Beton stabil erfolgen, da die Zugspannungen über den Stahlquerschnitt iteriert werden können. Allerdings umschreiben die Berechnungsergebnisse schon wirklichkeitsnah den ansteigenden Ast der gemessenen Traglastkurven bis kurz vor dem Systemversagen.

Auch wurde mit dem erwähnten linear-plastischen FE- Modell, wegen der kürzeren Rechenzeit, vergleichend der Einfluss der Querdehnzahl der Quer- und Längsstege auf die numerisch zu berechnenden Verformungen durch eine Parameterstudie untersucht. Dazu wurde zum einen die Querdehnzahl für den Mauersteinausschnitt S1 mit 2 Luftkammern konstant zu $\mu=0,25$ gesetzt, wie bereits für die zuvor gezeigten Berechnungsergebnisse. Zum anderen wurde in einem weiteren Modell die Querdehnung der Querstege durch die Vorgabe einer Querdehnzahl von Null verhindert und die Querdehnung der Längsstege auf den theoretisch extremalen Wert für den Bruchzustand der Proben auf 0,45 gesetzt (s. Kapitel 4, /Fau03/). Im Ergebnis zeigte sich /Leu09a/, dass die Querverformungen in y-Richtung, senkrecht zur Belastung auf halber Steinhöhe, für das Modell mit behinderter Querdehnung der Querstege geringer ausfallen, als für das Modell mit konstanter Querdehnzahl von 0,25. Der Unterschied zwischen den beiden Modellberechnungen beträgt max. 8% bzgl. des seitlichen Ausbiegens der Längsstege.

• Numerische Untersuchung einer einzelnen Wandscheibe

Da im Vorfeld bereits vermutet wurde, dass die zuvor beschriebene Längsrissbildung in den Querstegen auf Quer- und Spaltzugspannungen beruht, die nachfolgend die Gesamtstabilität des Tragsystems von gelochten Wärmedämmsteinen gefährdet, werden vergleichende Berechnungen an einer einzelnen Wandscheibe durchgeführt. Diese numerischen Berechnungen sollen zeigen, dass auch innerhalb der theoretischen FE-Berechnungen für die einzelne Wandscheibe höhere Traglasten simuliert werden können, als für das Tragsystem aus Längs- und Querstegen der Probe S1. Dadurch könnten auch die mechanischen Versagensmechanismen abgebildet werden, die zu den im Versuch experimentell festgestellten Druckfestigkeitsminderungen, bei Bezug auf A_{Netto} des belasteten Steinquerschnitts, geführt haben. Die konisch zulaufende Wandscheibe wird aus dem

Längsstegbereich der Probe S1 entnommen und weist die Abmessungen $204,2 \times 20,8\text{--}24,3 \times 238 \text{ mm}^3$ auf. Die Materialparameter werden entsprechend den nichtlinearen und linear-plastischen Berechnungen des Probekörpers S1 (Tabelle 5-7) beibehalten.

Es wird für die Steinausschnitte S1 und S2, sowie für den gesamten Lochstein selbst angenommen, dass durch das Aufreißen der Querstege infolge Querkzug- und Spaltzugspannungen, Lastexzentrizitäten auf den Längsstegquerschnitt resultieren, die zu Biegezugspannungen führen. Vermutet wird, dass diese Biegezugspannungen die geringe Zugfestigkeit des LAC überschreiten und es infolge dessen zum Stabilitätsversagen des Tragsystems aus lotrechten Wandscheiben im Lochstein kommt.

Zur Überprüfung eines möglichen, verstärkten Schlankheitseinflusses der Längsinnenstege wegen der experimentell zu beobachtenden Längsrisssbildung im Querstegbereich, wird in einem ersten Schritt eine konische Wandscheibe auf Basis von plastischen finiten Elementen mit multilinearem plastischem Materialansatz simuliert. Die Lasteinleitung erfolgt dabei bei allen nachfolgend vorgestellten Berechnungen zu einer einzelnen Wandscheibe zentrisch über Lastverteilungsbalken aus Stahl, die über Haftreibung (Kontaktelemente) mit der Probe verbunden sind. Wird zur Abschätzung dieser Berechnungsergebnisse wieder die Auswertung über die „Safety Margin“ herangezogen (vgl. Abbildung C-21), ist zu erkennen, dass

- die Querverformungen bis zum letzten Lastschritt (mittlere Bruchlast aus den Versuchen nach Kapitel 5.2.3) symmetrisch zur vertikalen Symmetrieachse bleiben, da die Wandscheibe zentrisch belastet wird. Zudem können in diesem FE- Modell keine physikalischen Nichtlinearitäten auf Materialseite infolge des Ausfalls von Elementsteifigkeiten bzw. Rissbildung simuliert werden.
- die Sicherheitsreserven (Safety Margin) gegen ein Querkzugversagen des Materials im querdehnungsbehinderten Bereich der Lasteinleitungsplatten und in Wandmitte mit zunehmender Belastung deutlich absinken (s. Abbildung C-21, Anhang C).

Darüber hinaus werden zur Abbildung der physikalischen Nichtlinearitäten auch FE- Modelle auf Grundlage des in ANSYS implementierten Betonvolumenelementes Solid65 unter Berücksichtigung einer nichtlinearen Materialkennlinie in Anlehnung an DIN 1045-1 (s. Kapitel 2 und Abbildung 5-40) erarbeitet. Allerdings ist auch für einen einzelnen Innensteg bei der Berücksichtigung struktureller Nichtlinearität neben dem Materialversagen des LAC zusätzlich das Verbundversagen zwischen dem Probekörper und den Lasteinleitungsplatten von Bedeutung. Deshalb wird der Einfluss einer möglichen Querdehnungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich in Form einer Parameterstudie untersucht, wobei nachfolgend sowohl der Verbund mit voller (Festeinspannung), wie mäßiger Verformungsbehinderung durch einen mehrachsigen Spannungszustand über Reibkontakte (s. Tabelle 5-7) simuliert wird.

Das zuerst erwähnte Modell mit voller Querdehnungsbehinderung und damit maximalen Randstörungen im Verbundbereich zwischen LAC und Stahlplatten lässt eine stabile nichtlineare Berechnung bis zu einer äußeren Belastung von $5,34 \text{ N/mm}^2$ zu. Bei einer weiteren Laststeigerung kommt es aufgrund vermehrter Rissbildung im unbewehrten Querschnitt zu großen seitlichen Verformungen senkrecht zur Lasteinleitungsebene, bis dass keine Konvergenz in der Berechnung mehr erreicht wird. Auch durch eine automatische, sukzessive Verfeinerung der Lastschrittweite zur Steuerung der Konvergenz und durch entsprechende adaptive Algorithmen (Line Search Algorithm) /Cad06/, konnte keine weitere Lastschrittsteigerung errechnet werden. Allerdings ist das Berechnungsergebnis auch anhand der realen Versuchsergebnisse an 238 mm hohen Wandscheiben nachvollziehbar. Dort betrug im Mittel die getestete Druckspannung $4,95 \text{ N/mm}^2$ (Abbildung 5-16) und liegt somit noch knapp unter der numerisch berechneten Druckfestigkeit der Wandscheibe. Die Abbildung 5-46 zeigt nachfolgend exemplarisch die berechneten Hauptspannungen σ_1 , die weitestgehend dem Berechnungsergebnis der Spannungen in y-Richtung entsprechen. Zusätzlich ist die symmetrische Rissentwicklung im letzten konvergierten Lastschritt dargestellt. Im wirklichen

Wanddruckversuch ist auch ein Versagen der auflagnahen LAC- Bereiche, besonders durch das Zerreißen der Leichtzuschläge zu beobachten. Dies führt dann verstärkt zu Lastexzentrizitäten der lotrechten, äußeren Belastung im Querschnitt, so dass ein seitliches Ausknicken der Probe durch erhöhte Biegezugspannungen möglich wird.

Um das zuvor beschriebene reale Bruchverhalten auch in einer FE-Berechnung nachvollziehen zu können, müssen praktisch die Kontaktelemente im Verbundbereich zwischen Lasteinleitungsplatten und Betonprobekörper, die äußere Belastung ungleichförmig auf den nichtgerissenen Betonrestquerschnitt übertragen. Ab einer bestimmten Auflast und damit verbundenen Schub- bzw. Reibspannungen in der Verbundfuge müssen folglich Kontaktelemente ausfallen (Coulomb Friction Model). Ein solches „Delaminieren“ kann mit dem verwendeten Elementtyp (Conta173) über den Kontaktstatus gesteuert werden (s. Abbildung 5-47), indem die Bildung einer unsymmetrischen Steifigkeitsmatrix des Kontaktes auf Grundlage des „Augmented Lagrangian Kontakt-Algorithmus“ zugelassen wird /ANS07/, /Wrig06/. Dabei wird die normale Kontaktsteifigkeitsmatrix mit den tangentialen Steifigkeiten gekoppelt. Anfänglich bleiben bei diesem FE- Modell die Kontakte geschlossen und es resultieren symmetrische Spannungs- und Dehnungsverteilungen.

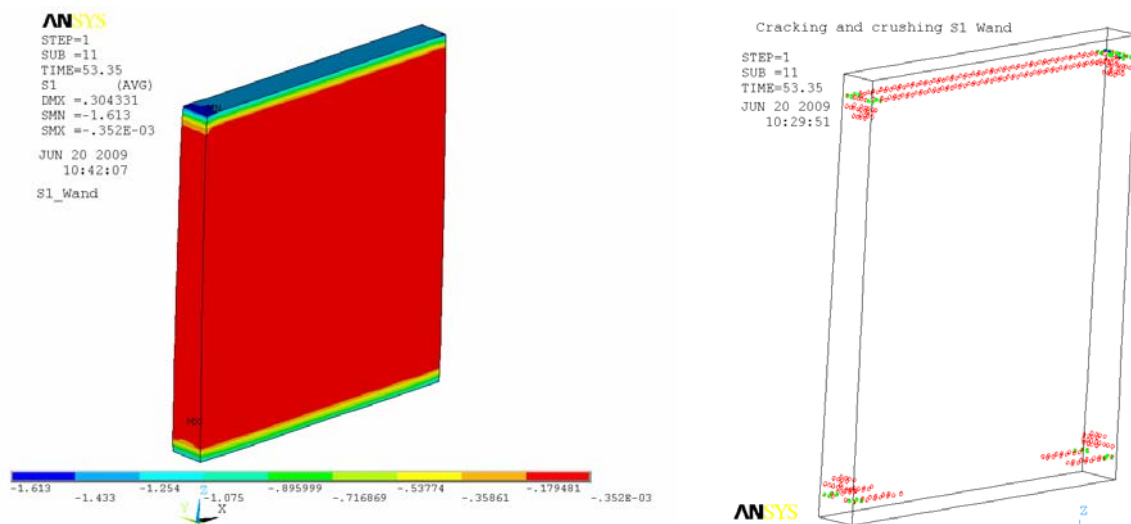


Abbildung 5-46: Hauptspannungen σ_1 (links) und Rissbild im letzten berechneten Lastschrittinkrement

Erst ab einer simulierten vertikalen Verformung der Wandscheibe von -0,1175 mm, der maximal gemäß Testergebnissen mit einem optischen Mess-System aufgebrachten lotrechten Verformung von 0,3 mm, treten erste Risse in den Betonvolumenelementen auf. Die weitere Rissbildung führt dann im folgenden Berechnungsverlauf zu einer zunehmend unsymmetrischen Spannungs- und Dehnungsverteilung infolge exzentrischer Lasteinleitung und Ausfall von Elementsteifigkeiten durch die Rissbildung im Betonvolumen (vgl. Abbildung 5-47). Wie der Vergleich von Abbildung 5-47 zu Abbildung 5-46 zeigt, kann durch die Berechnung von unsymmetrischen Kontaktsteifigkeitsmatrizen die Rissentwicklung verstärkt und im Betonprobekörper unsymmetrisch verteilt werden. Ein seitliches Ausweichen der Probe ist allerdings nur im unkonvergierten Zustand durch eine kleinstufige Lastschrittweite ableitbar, indem noch die Elemente mit zuerst auftretender unendlich großer Verformung berechnet werden.

Um zu überprüfen, ob die zuletzt berechneten unsymmetrischen Spannungs- und Verformungsverteilungen nur auf den Kontaktstatus bei zentrischer Lasteinleitung zurückzuführen sind, wurde das gleiche Modell mit veränderten Kontaktstatus berechnet. Dadurch wird nur die Bildung einer symmetrischen Steifigkeitsmatrix zugelassen und zur Sicherstellung der Linearität nach dem Coulomb- Reibgesetz der Haftreibungskoeffizient von 0,4 auf 0,19 herabgesetzt. Durch Veränderung des Kontaktstatus wird dann, wie für den festeingespannten Probekörper, wiederum eine symmetrische Spannungs- und Verformungsverteilung erhalten. Folglich bietet sich für das FE- Modell die Möglichkeit über die Wahl des Kontaktstatus die real auftretenden Lastexzentrizitäten infolge der

inhomogenen Gefügestruktur des LAC auch mit einem Materialmodell auf Mesoebene abzubilden (s. Kapitel 2).

Die erzielten numerischen Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 5-48 in Form von bezogenen Traglastkurven, den im wirklichen Versuch an drei Wandscheiben ermittelten Kurvenverläufen gegenübergestellt. Dieser Vergleich zeigt, dass

- die numerisch berechneten Kurvenverläufe die Messdaten im ansteigenden Ast gut umschreiben.
- das plötzliche reale Versagen des relativ spröden Materials nur in der Nichtkonvergenz eines weiteren inkrementellen Lastschritts zu deuten ist, weil im unbewehrten Beton keine Gleichgewichtssituationen aufgrund des zunehmenden Ausfalls von Elementsteifigkeiten infolge der Rissbildung gefunden werden können.

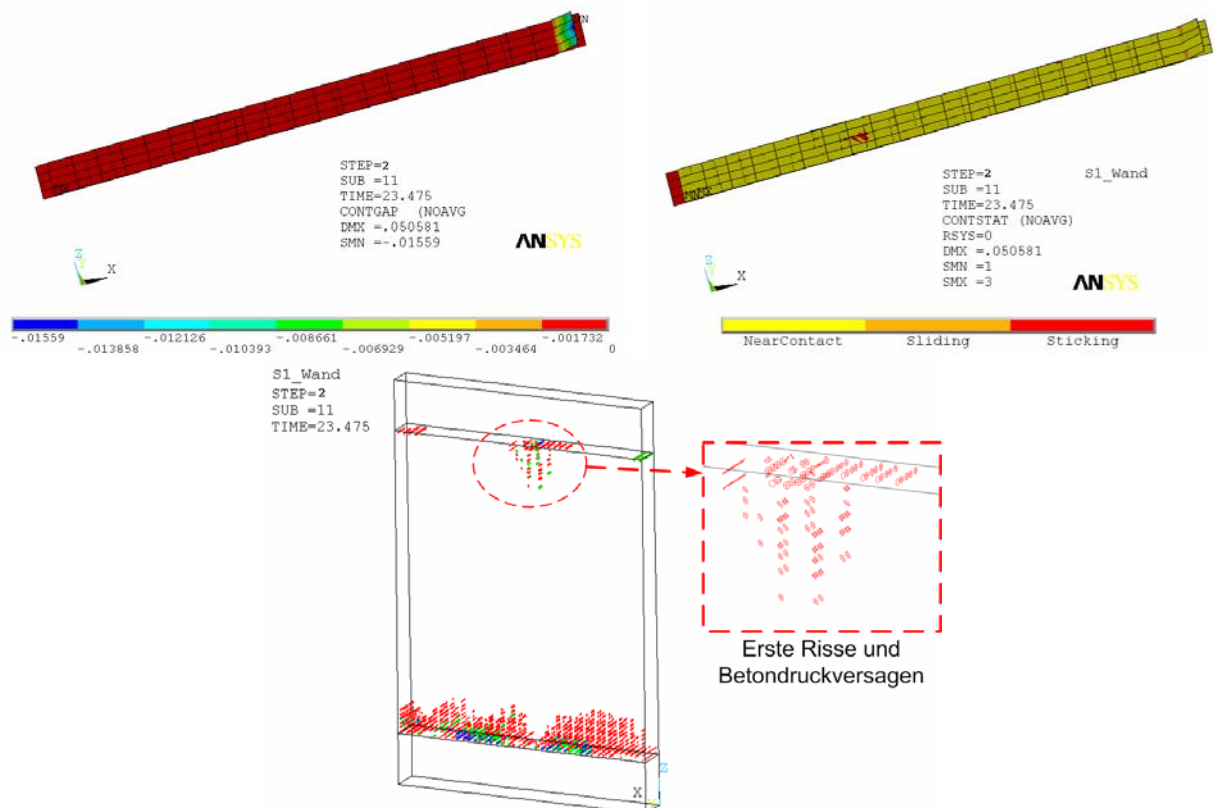


Abbildung 5-47: oben: Delaminierung der Kontaktelement (contact gap) in mm (li.) und Kontaktstatus (re.) für den letzten Lastschritt; unten: berechnete Rissbildung bei einer Stauchung von 0,24 mm

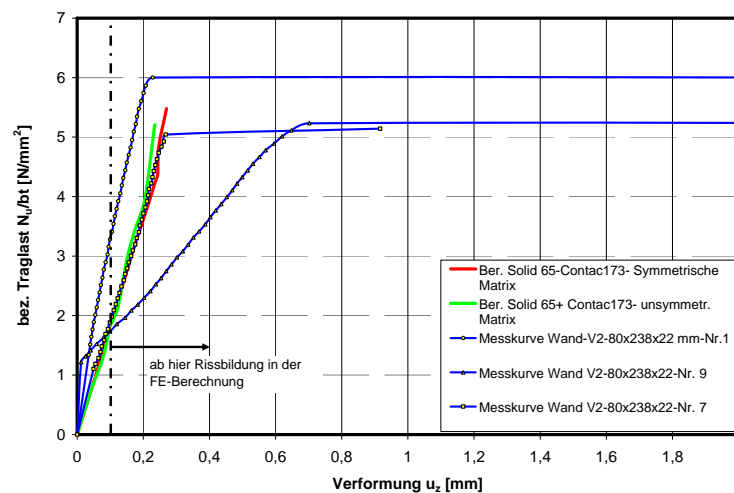


Abbildung 5-48: Numerisch berechnete Traglastkurven im Vergleich zu experimentell gemessenen Traglastkurven für kleinformatige Wandscheiben

Um zu überprüfen, ob die zuvor gezeigten Wandberechnungen im Vergleich zur Simulation des Lochsteinausschnittes S1 mit Querstegen eine wie im Versuch festgestellte größere Stabilität und folglich höhere Druckfestigkeit aufweisen, werden die berechneten Traglastkurven sowie ausgewählte Messkurven gegenübergestellt. Der Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Messdaten der Wandscheiben zu den Lochsteinausschnitten S1 in Abbildung 5-49 zeigt, dass

- mittels der nichtlinearen FE-Berechnung die Traglast der einzelnen Wandscheiben aus dem Innenstegbereich der Lochsteine relativ genau abgebildet werden kann.
- das real gemessene Verhalten des Steinausschnitts S1 entweder zu steif (Solid65- Betonmodell) oder zu weich (plastisches Materialmodell mit bilinearer Kennlinie) abgeschätzt wird. Die gemessenen Traglastkurven liegen allerdings aufgrund der inhomogenen Materialstruktur des LAC in einem gewissen Streuband zwischen diesen Grenzen. Somit wird die wirklich gemessene Traglast für den Steinausschnitt S1 durch die nichtlineare Berechnung deutlich überschätzt.
- auch infolge einer nichtlinearen FE-Berechnung unter Berücksichtigung struktureller Nichtlinearitäten (Kontakte) und nichtlinearen Materialverhaltens, eine Reduktion der bezogenen Traglast (A_{Netto}) in der Größenordnung von $\Delta\sigma = -16\%$ simulierbar ist.

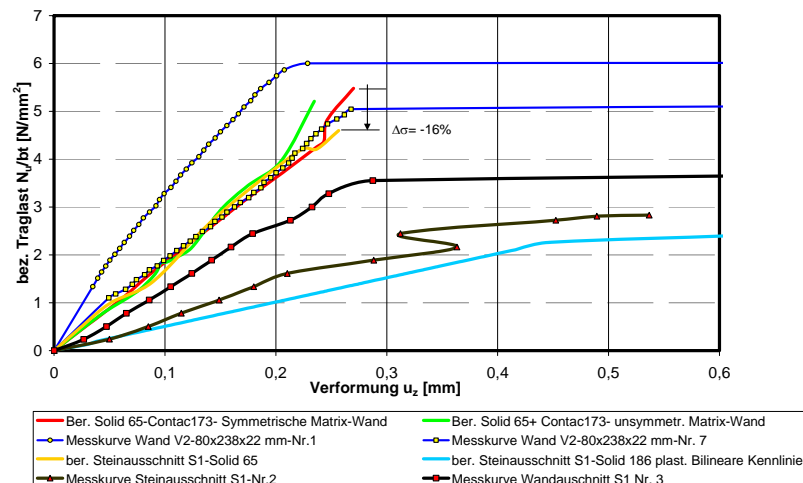


Abbildung 5-49: Numerisch berechnete Traglastkurven im Vergleich zu experimentell gemessenen Traglastkurven für kleinformatige Wandscheiben

Als mögliche Ursache der ungenaueren rechnerischen Abbildung des Lastverformungsverhaltens der Lochsteinausschnitte S1 im Vergleich zu den zentrisch belasteten Wandscheiben, werden infolge der gerissenen Querstegverbindungen auftretende Lastexzentrizitäten vermutet. Diese würden die Instabilität des Tragsystems von Lochsteinen aus Quer- und Längsrippen erhöhen, ähnlich wie dies auch für Hochlochziegel in /Ber00/ beobachtet wurde. Allerdings bilden die FE-Berechnungen zu den einzelnen Wandscheiben die Realität recht genau ab, wie auch der Vergleich der numerisch berechneten zu den experimentell bestimmten Traglastfaktoren Φ gemäß Kapitel 2 zur Berücksichtigung der traglastmindernden Einflüsse infolge Schlankheit bzw. Exzentrizität in Tabelle 5-8 zeigt.

Tabelle 5-8: Vergleich der Traglastfaktoren Φ zwischen Experiment, Numerik und Theorie

Modell/ Probe	$e/h=e/d$	$\bar{\lambda}=h/d=l_0/h$	Φ_{Numerik}	$\Phi_{\text{Exp.}}$	Φ_{Theorie} DIN EN 1520
Einzelne Wandscheibe FE-Modell Solid 65, Haftreibung	$\approx 0,02$	10,8	0,82	0,84	0,79
Steinausschnitt S1 a) FE-Modell Solid65 b) plast. FE-Modell mit bilineare Kennlinie	0	$\approx 5,4$ (ohne Ansatz der Querstege)	a) 0,71 b) 0,37	$\approx 0,61$	0,92

- **Berechnung mit Initialriss**

Aufgrund dieser Vermutung wird ein weiteres nichtlineares FE- Modell erarbeitet, welches bereits einen diskreten Initialriss im Querstegbereich aufweist. Durch dieses Modell soll der Einfluss eines Längsrisses im Quersteg auf die Stabilität der lotrecht lastabtragenden Längsstege durch eine entstehende Lastexzentrizität analysiert werden. Die Materialparameter bleiben dabei unverändert. Den Quersteg- wie den Längsstegbereichen werden allerdings zur Vereinfachung der Diskretisierung des Modells, die gleichen Betondruck- und -zugfestigkeiten und E-Modul-Kennwerte unterstellt.

Die Breite des aus einem Quersteg und zwei angrenzenden Längsstegen bestehenden Modells beträgt 54 mm (10 mm Querstegdicke + 2x22 mm Längsstegdicken), die Höhe wird unter Ausschluss von Schlankheitseffekten mit 66,96 mm, gemäß dem vorliegenden realen Rissbild und die Dicke zu 17 mm (Querstegbreite im betrachteten Lochstein) gewählt. Die Rissfläche wird ebenfalls über Reibkontakte simuliert, die Rissverzahnung findet aber über die gewählte Rissgeometrie statt, wie sie bereits zuvor in den Versuchsreihen der Proben S1 und S2 beobachtet werden konnte (Abbildung 5-50). Der untere Modellrand wird frei drehbar unverschieblich gelagert, am oberen Modellrand wird die Rissprobe frei drehbar senkrecht zur Rissfläche geführt, um ein Auseinanderklaffen der Steinhälften am oberen Rand zu vermeiden. Die Belastung der Rissprobe erfolgt gleichmäßig weggeregelt über den oberen Probenrand bis zu einer experimentell gemessenen maximalen Wegvorgabe von -0,25 mm.

Zur Beurteilung des veränderten Lastabtrags eines initial gerissenen, zu einem ungerissenen Querschnitt aus LAC, sind vor allem die Verformungen in x-Richtung senkrecht zu den Risskanten und die Richtungsverläufe der Hauptdruck- und -zugspannungen im restlichen Betonquerschnitt von Interesse. Auf Grundlage dieser numerischen Ergebnisse sollen mögliche Lastexzentrizitäten durch die äußere, anfänglich gleichförmige Belastung infolge der intern fortschreitenden Rissbildung und des diskret eingepägten Initialrisses nachvollzogen werden.

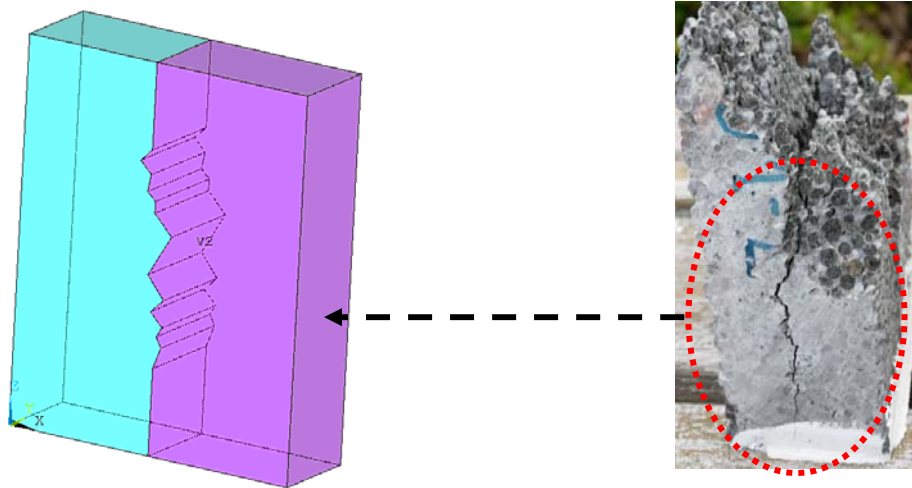


Abbildung 5-50: Rissmodell mit gerissenem Querstegbereich (links), reale gerissene Probe S1 im Querstegbereich (rechts)

Anhand der berechneten Hauptspannungsrichtungen lässt sich bereits erkennen, dass die Hauptdruckspannungen σ_3 durch den Rissverlauf von der Lotrechten abgelenkt werden (s. Abbildung 5-51). Auch der Verlauf der Hauptzugspannungen σ_1 wird durch den Riss maßgeblich bestimmt, indem sie im Bereich der Risskante und in der oberen linken Ecke senkrecht zur Rissebene verlaufen (s. Anhang C, Abbildung C-22), wodurch weitere Risse im Querschnitt parallel zur Rissebene entstehen können (s. Abbildung 5-53). Die mittleren Hauptspannungen σ_2 verlaufen entsprechend der Normalspannungshypothese senkrecht zu der Hauptspannungsrichtung σ_1 . Der aufgrund der fortschreitenden Rissbildung geschädigte Querschnittsteil kann sich infolge weiterer Laststeigerung nicht mehr am vertikalen Lastabtrag beteiligen, so dass die ehemals zentrische äußere Belastung, durch die Umlagerung der Last in ungeschädigte Bereiche, zunehmend exzentrisch auf den

Gesamtquerschnitt wirkt (s. Stabwerkmodell; Abbildung 5-52). Des Weiteren ist zu beachten, dass die reale Gefügestruktur von LAC haufwerksporig ist. Dadurch erfolgt der Lastabtrag zusätzlich über einen Punkt-zu-Punkt-Kontakt zwischen den Leichtzuschlägen, der auf Zug mehr oder weniger instabil wird, so dass eine gleichförmige Lastdurchleitung gemäß der Abbildung 2-16 (Kapitel 2) nicht gewährleistet werden kann. Deshalb besteht die Möglichkeit, dass sich viele kleine Stabwerke auf Mesoebene ausbilden, die im Zuge der Rissbildungen wie eine Gelenkkette seitlich ausweichen und zu größeren Exzentrizitäten führen.

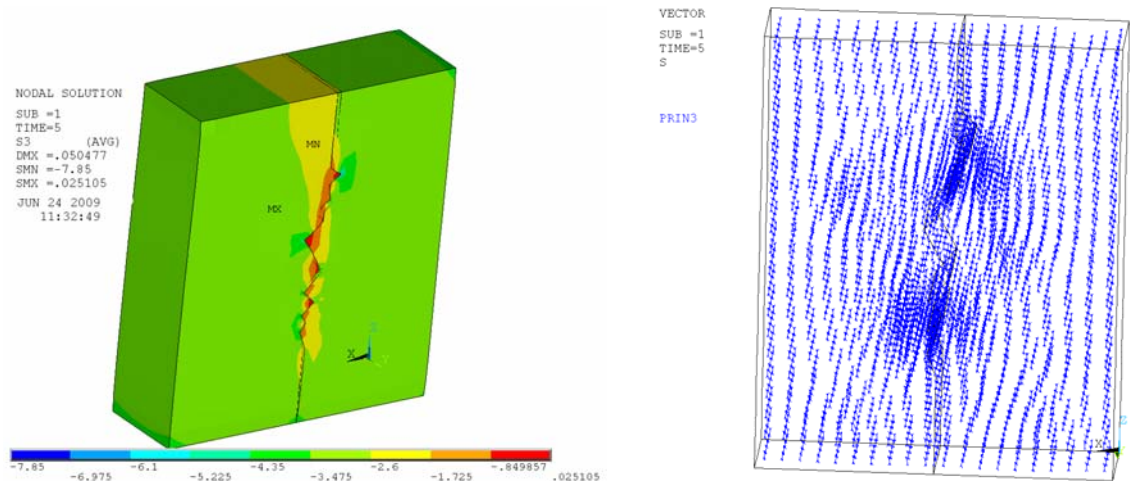


Abbildung 5-51: Berechnete Hauptspannungen σ_3 und deren Richtungsverläufe

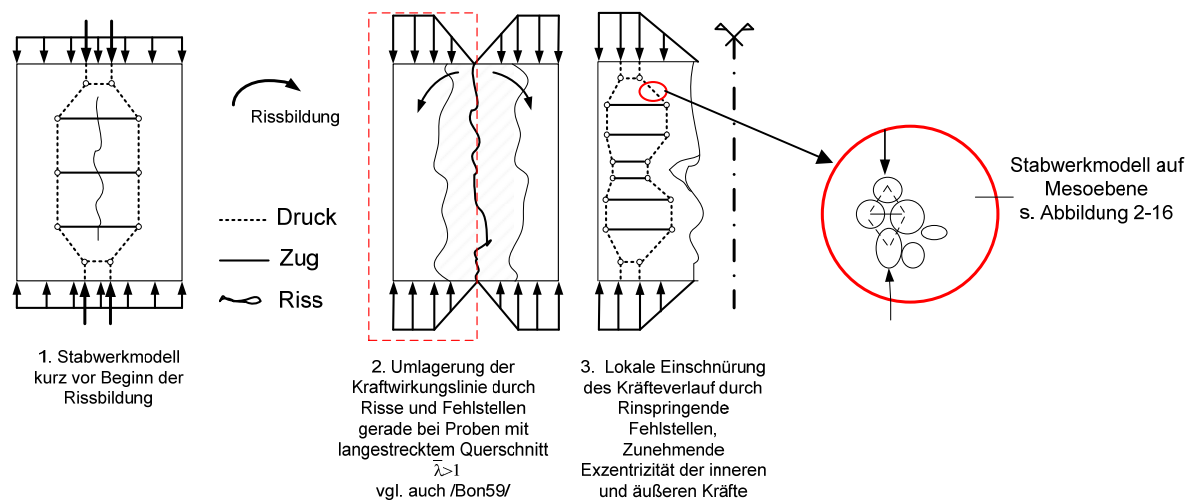


Abbildung 5-52: Stabwerkmodell zur Erklärung des exzentrischen Kraftflusses im Bereich der Quer- und angrenzenden Längssteg in Lochsteinen aus LAC nach erfolgter Längsrissbildung

Die Auswertung der Verformungen in x- und y-Richtung, quer und senkrecht zur Rissebene, zeigt zudem für den letzten Lastschritt, dass die Verformungen im Restquerschnitt infolge der Rissbildung zunehmend inhomogener und unsymmetrischer werden (Abbildung 5-54). Außerdem findet eine gegenseitige Verschiebung der Rissufer bis zum letzten Lastschritt statt, wodurch noch größere Lastexzentrizitäten in der Realität resultieren können.

Die zuvor am einfachen kleinförmigen, kompakten Wandmodell nachgewiesenen, gegenseitigen Verschiebungen der zwei Längsstegquerschnitte durch den Initialriss, werden allerdings bei der Probe S1 sowie dem ganzen Lochstein mit Lochkammern nochmals verstärkt werden.

Dies liegt daran, dass die Längssteg über ihre Länge zusätzlich während einer Druckbelastung über die Probenhöhe nicht querdehnungsbehindert sind. Entsprechend der Querdehnzahl μ des verwendeten LAC-Betons, werden sich die Längssteg auch in ihrer Längsrichtung seitlich ausdehnen, wodurch es zu einer zusätzlichen Beanspruchung der Rissflanken im Querstegbereich kommt, die das Versagen beschleunigt (s. Abbildung 5-55).

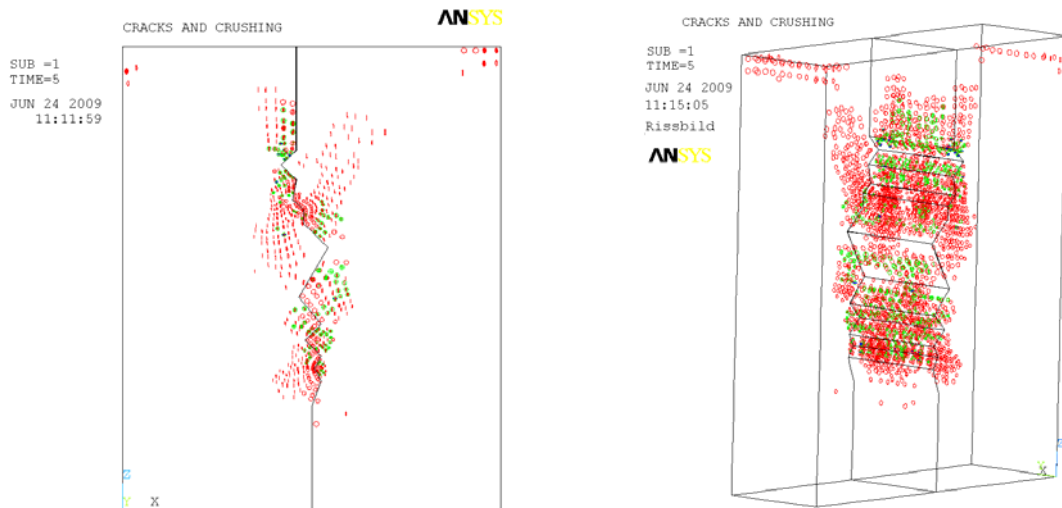


Abbildung 5-53: Zusätzliche Rissentwicklung infolge vertikaler Belastung der LAC-Probe mit Initialriss

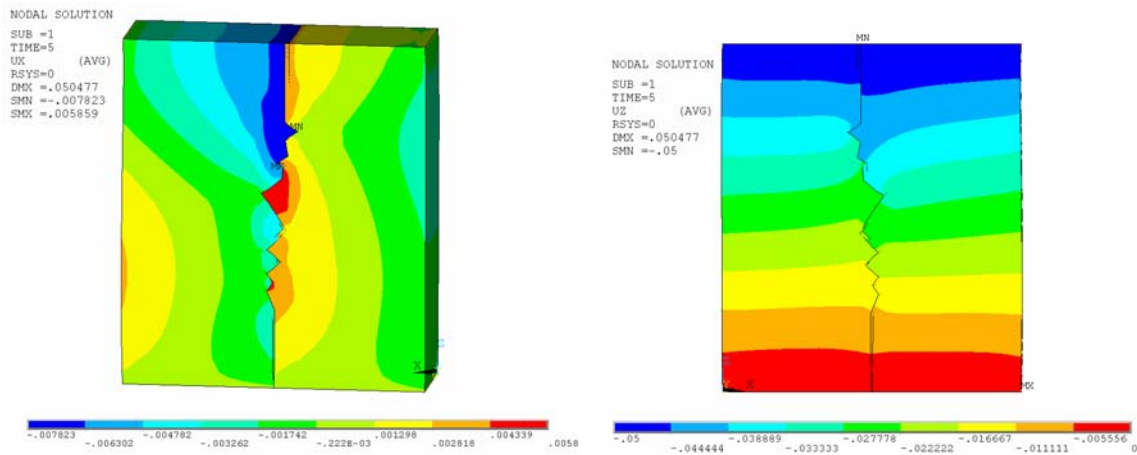


Abbildung 5-54: Berechnete Verformungen u_x senkrecht zur Initial-Rissebene (links) und gegenseitige Verschiebung der verzahnten Rissufer mit Einfluss auf den Restquerschnitt (rechts)

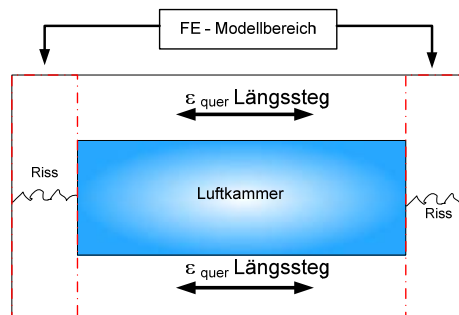


Abbildung 5-55: Skizzierte zusätzliche Beanspruchung der lotrechten Rissflächen im Querstegbereich durch die Querdehnung der Längsstege für die betrachteten Lochsteingeometrien

Um zu analysieren, ob ein gleiches ungerissenes Modell, wie vermutet, zu einer höheren auf die Nettoquerschnittsfläche bezogenen Traglast führt, wird dasselbe Modell mit gleichen Randbedingungen und nichtlinearer Materialkennlinie ohne Initialriss als homogene Wandscheibe simuliert. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse im nachfolgenden Diagramm (Abbildung 5-56) zeigt, dass durch den eingepprägten lotrechten, verzahnten Riss im Querstegbereich, die bezogene Traglast gegenüber der ungerissenen Probe deutlich sinkt.

Der Verlust an Tragfähigkeit beträgt nach den theoretischen FE-Berechnungen ca. -50 % und korreliert damit in etwa mit den festgestellten Festigkeitsverlusten von -33 bis -46%, die je nach

verwendeter LAC- Rezeptur zwischen der auf A_{Netto} bezogenen Lochstein- zur Materialfestigkeiten an Vollsteinen auftreten (s. Abbildung 5-1).

Zusätzlich kann für das zuvor diskutierte FE- Modell mit eingepprägtem, diskretem Rissverlauf im Bereich des Querstegs, eine stärkere seitliche Verformungszunahme senkrecht zu den Rissflanken im Vergleich zur anfänglich ungerissenen Probe berechnet werden. Die Auswertung der Verformungen erfolgt über Pfade, die zentrisch über die Modellhöhe angelegt sind, wodurch zu jedem Lastschritt die Verformungen entlang des Pfades ausgelesen werden können.

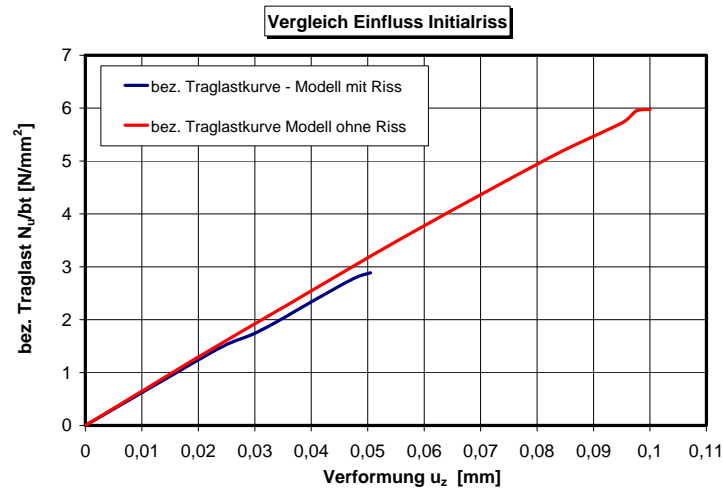


Abbildung 5-56: Vergleich der bezogenen Traglastkurven zwischen dem ungerissenen und gerissenen FE-Modell

Es ist durch die Auswertung der seitlichen Verformungen u_x senkrecht zum Riss in Abbildung 5-57 erkennbar, dass diese durch den Initialriss im Zuge der einzelnen Laststeigerungen über die betrachtete Probenhöhe im Vergleich zur ungerissenen Probe stark unsymmetrisch werden. Folglich können diese stark unsymmetrischen Verformungen im Querschnitt zur weiteren Ausmitte der aufgebrachten äußeren, ehemals zentrischen Belastung, gerade bei noch schlankeren Innenstegen, beitragen.

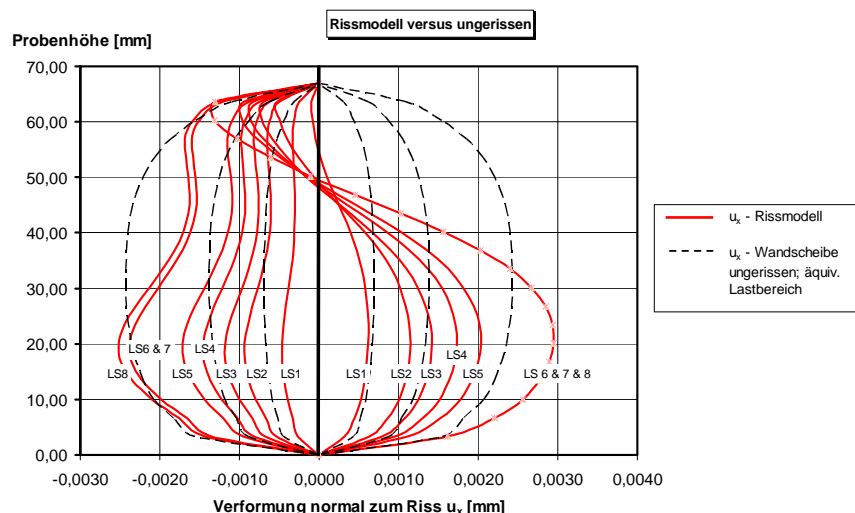


Abbildung 5-57: Querverformungen für denselben Lastbereich des FE- Modells mit Initialriss (rot) und ungerissenes Modell (schwarz gestrichelt)

5.4.4 Fazit FE-Analysen

Anhand der linearen und nichtlinearen FE-Berechnungen in ANSYS mit Variation der Lagerungsbedingungen und der Materialkennlinie von linear-elastisch bis nichtlinear-plastisch, kann für die Lochsteingeometrien nachvollzogen werden, dass die Lagerungsbedingungen einen Einfluss

auf die maximalen Hauptzugspannungen haben. Dazu werden Parameterstudien unter Berücksichtigung von voll querdehnungsbehinderten (festeingepannten) Verbund bzw. Verbund infolge von Reibkontakten zwischen Lasteinleitungsplatten aus Stahl und den Probekörpern aus LAC durchführt.

Gemäß dieser Parameterstudien kann qualitativ gezeigt werden, dass

- durch eine volle Querdehnungsbehinderung die Zugspannungen im Querstegbereich größer werden.
- als Indiz für ein frühes Versagen die Auswertung der max. auftretenden Zugspannungen im Querschnitt als oberes Grenzkriterium in Form der sogenannten „Safety Margin“ herangezogen werden kann (vgl. Gl. 5-6).
- die Verformungen auf halber Probenhöhe quer zur Belastungsrichtung, gemäß der Parameterstudie zum Einfluss der Lagerungsbedingungen, durch den Grad der Querdehnungsbehinderung des Prüfkörpers beim Ansatz von weniger steifen Betonen, wie LAC, kaum beeinflusst werden.
- die berechnete Querverformung aufgrund linear-elastischem bzw. bilinear-plastischem Materialansatz und ohne Berücksichtigung von Rissaufweitungen im LAC- Gefüge deutlich kleiner ist, als die im Versuch berührungslos, optisch gemessenen Verformungen.
- über die Höhe konisch zulaufende Innenstege die Querverformungen von Lochsteinausschnitten im Vergleich zu geraden Stegverläufen reduzieren. Allerdings treten durch die Konizität der Stege zusätzliche Zwangsspannungen im Tragsystem auf.

Des Weiteren kann durch die nichtlinearen FE-Berechnungen an den Lochsteinausschnitten S1 mit 2 Lochkammern und an einer einzelnen Wandscheibe aus dem Innenstegbereich von Lochsteinen, die im Versuch beobachtete reale Rissbildung sehr gut nachvollzogen werden. Folgendes kann somit festgestellt werden:

- Für eine einzelne Wandscheibe ist bei genauer Kenntnis der Materialparameter des LAC eine recht genaue Simulation der realen Traglastkurven mittels nichtlinearer FE-Berechnung möglich. Dies kann auch über den Vergleich der experimentell, wie numerisch und normativ analytisch bestimmten Traglastfaktoren Φ gezeigt werden.
- Die Abschätzung der Traglast des Lochsteinausschnittes S1 mittels numerischen Berechnungen gestaltet sich jedoch schwieriger, da sich die realen Proben im Druckversuch durch interne Rissentwicklung anscheinend instabil verhalten.
- Neben der im Makro- Modell nicht abgebildeten inhomogenen LAC- Struktur, scheinen sich im Druckversuch von Lochsteinen mehrere physikalische Nichtlinearitäten zu überlagern, die aus den Materialeigenschaften, der Geometrie der Innenstege und den Lagerungsbedingungen begründet sind.
- An einem FE- Modell mit über Kontaktelemente eingepprägtem Initialriss kann der Einfluss des im Zuge von auftretenden Quer- und Spaltzugspannungen entstandenen lotrechten Rissverlaufs im Bereich der Querstege von Lochsteinen auf das instabile Verhalten im Druckversuch aufgezeigt werden. Ein vertikaler Trennriss im Querstegbereich führt gemäß den FE-Berechnungen zu einer sehr ungleichmäßigen Dehnungs- und Verformungsverteilung in den angrenzenden Längsstege. Dadurch kann eine ursprünglich zentrisch angreifende äußere Belastung zunehmend exzentrisch auf die vertikal lastabtragenden Längsstege von Lochsteinen wirken. Im Zuge dessen ist es wahrscheinlich, dass Biegezugspannungen resultieren, die bei Überschreiten der LAC-Zugfestigkeit zum plötzlichen, spröden Versagen des gesamten Tragsystems aus Längs- und Querstegen im Lochsteinquerschnitt führen können.

6 MODELL ZUR ANALYTISCHEN BESCHREIBUNG DER LOCHSTEINFESTIGKEIT

6.1 Auswertungsmethoden zur Modellbildung

Aus den bereits in Kapitel 2 vorgestellten normativen Bemessungsansätzen zur Bestimmung der Traglast von unbewehrten Wandquerschnitten geht hervor, dass der Beschreibung des Werkstoffgesetzes und damit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den jeweiligen Baustoff bei der rechnerischen Beurteilung schlanker, unbewehrter Querschnitte eine besondere Bedeutung zukommt. Neben der Druckfestigkeit führt bei unbewehrten Querschnitten der Ansatz der Betonzugfestigkeit zudem zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit des Querschnitts, da Zug- bzw. Biegezugspannungen in schlanken Querschnitten infolge geometrischer Imperfektionen des Prüfkörpers und Theorie II. Ordnung auftreten können. Wegen des großen Streubereichs der einzelnen getesteten Materialparameter, gerade bei den hier untersuchten LAC-Betonen, ist eine statistische Auswertung der Messdaten unerlässlich. Nachfolgend werden deshalb die geprüften Materialdruck- und –biegezugfestigkeiten statistisch bewertet. Die dem zur Folge statistisch abgesicherten Materialparameter können dann in ein Traglastmodell zur Prognostizierung der Lochsteinfestigkeit von Lochsteinen aus LAC des Typs Vbl SW einbezogen werden. Das nachfolgende Kapitel widmet sich speziell der statistischen Auswertung der Materialparameter der Druck- und Biegezugfestigkeit derjenigen LAC- Rezeptur, die den Produktions-Versuchsserien V1 (Vollsteine) und V2 (Lochsteine) zugrunde liegt. Dieselbe Rezeptur wurde auch in der vergleichenden Herstellung am selben Produktionstag für die Versuchsserie V2 (Lochsteine, Format Vbl SW) verwendet. Auf Basis dieser Materialkennwerte wird anschließend ein Modell zur Beschreibung des Festigkeitsverlustes von Lochsteinen aus LAC gegenüber der statistisch eingegrenzten Materialfestigkeit entwickelt.

6.1.1 Statistische Aufbereitung der geprüften Materialdruck- und Biegezugfestigkeiten

Zur Vorhersage der Bruchwahrscheinlichkeit der untersuchten Vollsteine aus LAC der Versuchsserie V1 wurde die Weibull- Theorie herangezogen. Sie besagt, dass die Festigkeit mit größerem Probenvolumen wegen der Zunahme der Anzahl der Fehlstellen sinkt, wie dies bereits normativ für Normal- und Leichtbeton (DIN EN 1520) festgehalten ist, wenn man an die Umrechnungsfaktoren für verschiedene Würfelgrößen bzw. Bohrkerne und für Zylinder gemäß Kapitel 5 denkt. Die nachfolgend näher erläuterte Weibull-Verteilung ist eine klassische Festigkeitsverteilung, die häufig ihre Anwendung in der Bruchtheorie findet (vgl. /Wol08/). Die Verteilungsfunktion des zweiparametrischen Weibull-Modells hängt von 2 Parametern ab, der charakteristischen Festigkeit σ_0 bei einer Versagenswahrscheinlichkeit von 63,2 % und dem Weibull-Modul m . Dies bedeutet, dass bei einer Festigkeit σ_0 63,2% aller Proben versagen. Sie wird in der Literatur deshalb auch als mittlere Festigkeit bezeichnet (vgl. /Wil04/). Der Formparameter m ist die Geradensteigung bei der graphischen Auswertungsmethode durch eine doppelt-logarithmische Darstellung (vgl. Abbildung 6-1) und ein Maß für die Streuung der Festigkeitseinzelwerte. Er bestimmt die Form der Ausfalldichte /Wil04/. Je enger die Festigkeitswerte zusammenliegen, desto genauer kann man eine Traglast vorhersagen. Man nennt dies auch Zuverlässigkeit. Je höher m , desto zuverlässiger die Vorhersage (vgl. /Orl04/).

Die zuvor genannten Modell-Parameter werden anhand der „besten Übereinstimmung“ zwischen realen Messdaten und dem gewählten Modell als sogenannte „best-fit parameter“ ermittelt (vgl. /Cuy01/). Eine der einfachsten und deshalb meistgenutzten Methoden ist die zuvor erwähnte graphische Auswertung („probability plotting“). Bei dieser graphischen Auswertungsmethode wird die Ordinate des Graphen der Wahrscheinlichkeitsverteilung ($1/(1-F(x))$) gegenüber dem x-Wert derart logarithmisch skaliert, dass eine Gerade resultiert /Wil04/. Werden dann die Messdaten als Datenpunkte in das doppelt-logarithmische Diagramm eingezeichnet, ergibt sich durch Regressionsanalyse nach der Methode der kleinsten Quadrate das sogenannte Bestimmtheitsmaß R^2 , welches die Eignung des gewählten Modells beschreibt /Cuy01/. Die Modellparameter werden dabei aus der Geradensteigung und dem Schnittpunkt der „best-fit“-Gerade mit der y-Achse in Abhängigkeit der gewählten Verteilungsfunktion (hier $F(\sigma_c)$, vgl. Abbildung 6-1) ermittelt. Eine genaue mathematische Herleitung der Beziehungen zum Aufbau des graphischen Weibull-Wahrscheinlichkeitsnetzes sowie der Parameter σ_0 und m für die Geradengleichung ist dem Anhang D.1 zu entnehmen.

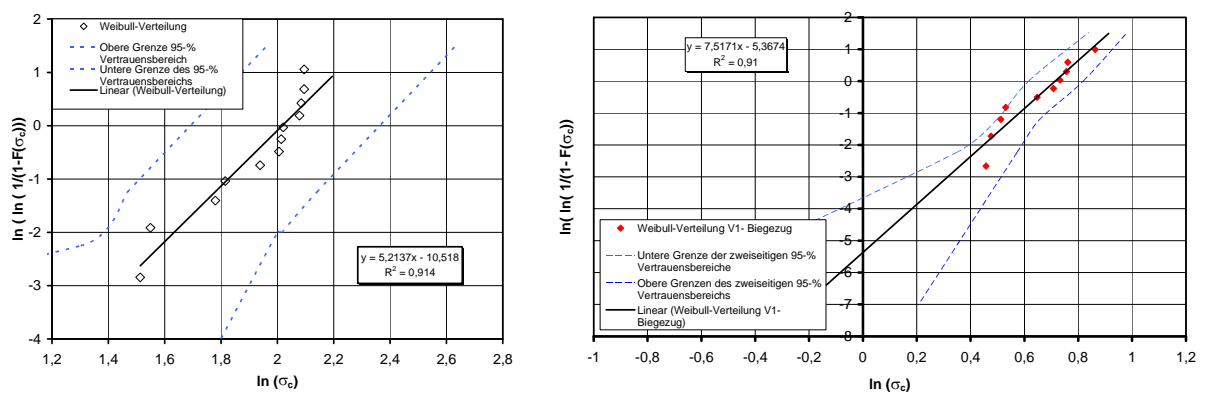


Abbildung 6-1: Graphische Auswertung der Weibull- Parameter: Links: Druckfestigkeiten Vollstein-Versuchsserie V1; rechts: Biegezugversuch Serie V1 an geschnittenen Prismen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, mit $x = \sigma_c = f_{t,flk,3p}$

Folglich sind dann die Traglastminderungsbeiwerte in einem Vorhersagemodell zur Traglast von Lochsteinen durch die Schätzung der Bruchwahrscheinlichkeit statistisch abgesichert. Das Weibull-Modell beruht auf der Theorie, dass bei spröden Materialien die Festigkeit vom größten Fehler innerhalb des Querschnitts bestimmt wird. Dabei versagt der Probekörper, wenn die Widerstandskraft der schwächsten Fehlstelle im Gefüge geringer als die durch die äußere Belastung lokal erzeugte Spannung ist. Da die Fehler aber nicht in allen Proben gleich groß sind, unterliegen sie einer Größenverteilung, die mittels des Weibull- Modells beschrieben wird. Die große Streuung innerhalb einer Prüfserie ist somit auf die statistische Verteilung der Fehlergröße zurückzuführen (vgl. Abbildung 6-2). Dies kann auch für andere spröde Materialien wie Glas, Glasfasern und Keramik festgestellt werden. Weibull hat dazu 1939 ein statistisches Modell entwickelt, mit dem eine Vorhersage über das Festigkeitsverhalten von Proben aus einer Prüfserie gemacht werden kann, indem man die Streuung der Festigkeiten beschreibt.

Über das Bruchkriterium (k-Konzept) nach Irwin, aufbauend auf dem Griffith-Bruchkriterium (s. /Orl04/, /Pag03/), lässt sich die Verteilung des maximalen Fehlers $H(a)$ mit der Verteilung der Spannungen korrelieren (s. Abbildung 6-2). Daraus folgt, dass

$$1 - F(\sigma_c) = H(a)$$

Gl. 6-1

ist.

Die zugehörige Dichtefunktion $f(\sigma_c)$ für $\sigma_c \geq 0$ sowie die Weibull-Verteilung der Festigkeiten lässt sich dann mit dem Irwin-Bruchmodell wie folgt beschreiben /Cuy01/, /Pag03/:

$$f(\sigma_c) = \frac{m}{\sigma_0} \cdot \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right)^{m-1} \cdot e^{-\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right)^m} = \frac{dF(\sigma_c)}{d\sigma_c} \quad \text{Weibull- Dichtefunktion}$$

$$F(\sigma_c) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad \text{Weibull-Verteilung}$$

Gl. 6-2

Mit: σ_c getestete Festigkeiten einer Prüfsreihe nach Ranggrößen geordnet

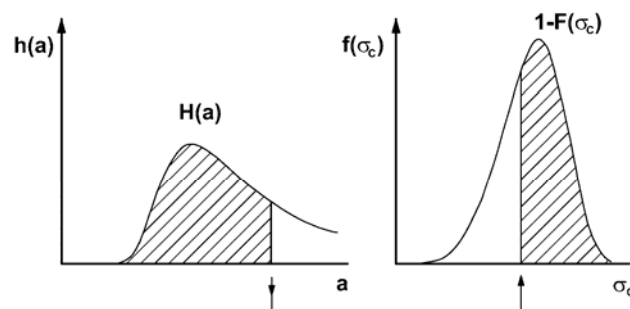
σ_0 charakteristische Festigkeit bei 63,2% Versagenswahrscheinlichkeit

Für eine weitere Ausführung der mathematische Zusammenhänge und Bruchmodelle wird auf die einschlägige Literatur verwiesen (z.B. /Wil04/, /Pag03/, /Cuy01/, /Küh01/, /Här08/).

Für den Ansatz der Bruchwahrscheinlichkeit sind allerdings verschiedene mathematische Formulierungen im Umlauf, i.d.R. in Abhängigkeit des Materials. Da für Leichtbeton bisher keine Formulierungen existieren bzw. auffindbar waren, wurde die für alle Materialien allgemeingültige Formel der DIN 55303-7:1996-„Statistische Auswertung von Daten“ für die nachfolgenden Auswertungen verwendet. Diese Formel stellt den Median der Ranggrößenverteilung der Datensätze als Näherung der zugrundeliegenden Binominalverteilung dar /Wil04/.

$$G_{ni} = \frac{i - 0,3}{n + 0,4} \quad (n \geq 5\text{-Stichprobenumfang; Median})$$

Gl. 6-3



Verteilungsdichte des maximalen Fehlers und der Festigkeit

Abbildung 6-2: Verteilungsdichte des maximalen Fehlers $H(a)$ und Zusammenhang zur Verteilungsdichte der max. Festigkeit $[1-F(\sigma_c)]$ nach /Pag03/

Wegen der zuvor beschriebenen Tatsache, dass die Versagenswahrscheinlichkeiten von LAC-Festigkeiten nach Ranggrößen sortiert über einen bestimmten Bereich streuen können, stellt die Weibull-Gerade nur eine Möglichkeit dar, eine Abschätzung der Festigkeit über die Grundgesamtheit zu bestimmen. Bei der Anwendung des Medians zur Ermittlung von $F(\sigma_c)$ wird nach /Wil04/ diejenige Gerade dargestellt, die im Mittel ungefähr die Wahrscheinlichste ist. Mit der Berechnung eines Vertrauensbereichs der Weibull-Gerade sollte nachfolgend ermittelt werden, wie stark dieser vertraut werden kann. Der Vertrauensbereich gibt für eine bestimmte Aussagewahrscheinlichkeit an, dass die gemessenen Werte mit dieser Wahrscheinlichkeit in diesem Bereich auftreten. Wegen der meist symmetrischen Anordnung des Vertrauensbereichs zum Median, besitzt der 95%-Vertrauensbereich eine 2,5%- und eine 97,5%-Vertrauensgrenze. Eine Einführung von Vertrauensbereichen ist besonders bei kleinen Stichprobenumfängen von $n \leq 50$ notwendig /Här08/, /Wil04/. Diese wurden für die vorliegenden Datensätze ebenfalls ermittelt (s. Anhang D.1) und sind in Abbildung 6-1 dargestellt.

Neben der zuvor erwähnten Methode der graphischen Auswertung nach der Abweichung der kleinsten Fehlerquadrate durch die doppelt-logarithmische Darstellung der Verteilungsfunktion über die Festigkeiten (vgl. Abbildung 6-1), existiert neben einem analytischen Verfahren nach DIN 55303-7, auch noch ein genaueres numerisches Verfahren, die sogenannte „Maximum- Likelihood- Methode“. Mit Hilfe dieser Methode können die Modellparameter m und σ_0 rechnerisch ermittelt werden. Dabei

werden iterativ die Parameter m und σ_0 bestimmt. Die nachfolgende Tabelle 6-1 stellt die Berechnungsergebnisse nach den drei verschiedenen Verfahren für die untersuchten Prüfserien gegenüber. Die Berechnungsansätze für das analytische Verfahren nach DIN 55303-7 und der „Maximum-Likelihood-Methode“ sind in Anhang D exemplarisch wiedergegeben. Der Wert von $\sigma_0 = 6,48 \text{ N/mm}^2$ der Prüfserie V1 nach 28d (fettgedruckt), wird für die weitere Auswertung, für den Vergleich der normativen Berechnungsansätze mit den Messwerten und für die nachfolgende Modellbildung angesetzt.

Tabelle 6-1: Zusammenstellung der berechneten Weibull- Parameter, Gegenüberstellung der verschiedenen Verfahren

Probenserie	Bruchfestigkeit σ_0 N/mm ² mit Grenzen des 95%- zweiseitigen Vertrauensbereichs	Weibull- Modul m graphisch ¹⁾ & analytisch ²⁾ - (DIN 55303-7)	Weibull- Modul m Numerisch Likely-Hood	Bestimmtheits- maß R^2
Druckfestigkeit Serie V1-28d Vollstein	$5,22 \leq \mathbf{6,48} \leq 8,19$	$5,112^{1)}$; $5,675^{2)}$	6,41	0,934
Druckfestigkeit Serie V1-195d Vollstein	8,01	$26,17^{2)}$	39,77	0,853
Biegezugfestigkeit Serie V1-195d Prismen	$1,85 \leq 2,04 \leq 2,27$	$7,51^{1)}$; $8,15^{2)}$	8,37	0,904
Druckfestigkeit Vollstein gesamt $n=12$	7,41	$5,214^{2)}$	7,57	0,913

In normativen Texten zu Materialeigenschaften von Betonen (vgl. /Tue07/) wird oft als statistische Verteilung für die charakteristische Druckfestigkeit des Materials die Normalverteilung angewendet. Die hier untersuchten LAC- Betone weisen allerdings eine Rechtsschiefe der Verteilung auf (vgl. Abbildung 6-3). Das bedeutet, dass im Vergleich zur Standardnormalverteilung häufiger sehr geringe Werte der Druckfestigkeit auftreten. Dieses Verhalten ist allerdings plausibel, da evtl. die Prüfkörper infolge der haufwerksporigen Struktur „vorgeschädigt“ sind bzw. einen schlechten Punkt-zu- Punkt- Kontakt aufweisen, während Festigkeiten weit über dem Mittelwert unwahrscheinlicher sind. Ausgewertet wurden verschiedene LAC- Rezepturen mit Trockenrohdichten von 800 bis 1700 kg/m³. Zur Anwendung kam die Mathematik-Statistik-Auswertesoftware namens „R“.

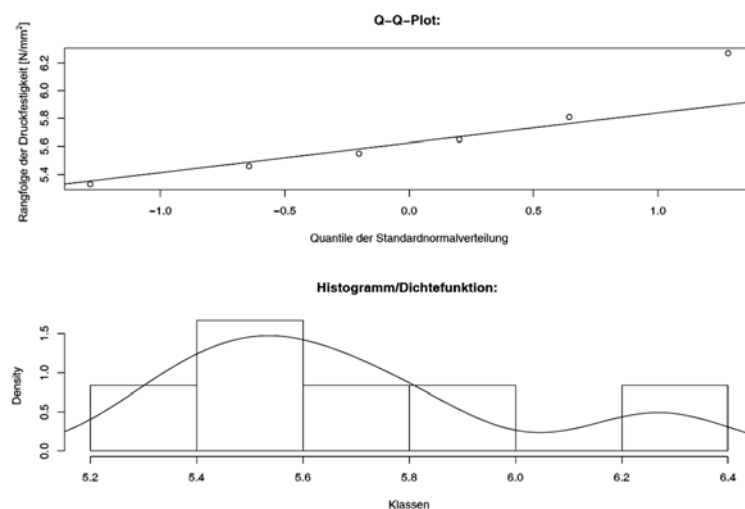


Abbildung 6-3: Auswertung der Würfeldruckversuche zur Serie V1 nach 28d gemäß der Normalverteilung; oben: Quantile der Standardnormalverteilung, unten: Histogramm mit Dichtefunktion

Der sogenannte Q-Q-Plot bzw. Quantilen- Plot dient dabei als Test auf Normalverteilung, wobei das Bestimmtheitsmaß $R^2 > 0,8$ sein sollte. Wegen der bereits dargestellten Rechtsschiefe der

Normalverteilung und der teils großen Abweichung der Werte einer Prüfserie von der Ausgleichsgeraden im Q-Q-Plot der Standardnormalverteilung (Bestimmtheitsmaß R^2), wird letztendlich die Auswertung mittels der Weibull-Verteilung herangezogen. Denn die Weibull-Verteilung liefert gegenüber der z.B. häufig verwendeten Normalverteilung die beste Übereinstimmung der Modellparameter mit den real getesteten Materialkennwerten.

6.1.2 Auswertung und Vergleich normativer Bemessungsansätze für unbewehrte Wandquerschnitte gegenüber experimenteller Datensätze

In diesem Abschnitt werden bereits bekannte analytische und praxisgerecht aufbereitete Berechnungsverfahren aus der Normung zur Bestimmung der Traglast unbewehrter Wandquerschnitte auf eine Übertragbarkeit auf schlanke LAC- Innenstege aus dem Lochsteingefüge geprüft. Zum Eignungstest der normativen Ansätze zur Bestimmung der Traglast N_u (s. Kapitel 2), werden die nach Kapitel 5.2 getesteten Traglasten von kleinformatigen Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen den berechneten Traglasten gegenübergestellt. Bei entsprechender Eignung und exakter analytischer Beschreibung des beobachteten realen Tragverhaltens, sollen die so ausgewählten mathematischen, normativen Traglastansätze mittels der getesteten Materialkennwerte für ein eigenes Traglastmodell modifiziert und implementiert werden.

Zur Erläuterung der nachfolgend graphisch ausgewerteten rechnerisch und experimentell bestimmten bezogenen Traglasten N/bt , für aus Voll- und Lochsteinstegen geschnittenen Wandscheiben aus LAC, sei auf die Darstellungen in Kapitel 2 und auf die maßgeblichen Formeln in Tabelle 6-2 verwiesen.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden für die geschnittenen Wandscheiben aus der Vollstein-Versuchsserie V1 sowohl Proben mit einer Höhe der Scheiben von 80 mm (Serie V1-T1) und variablen Dicken von 20 bis 56 mm, als auch mit einer Höhe von 175 mm und Dicken zwischen 16 bis 28 mm analysiert.

Tabelle 6-2: Bestimmung der rechnerischen Traglast N_u gemäß der Normung aus dem Betonbau (s. Kapitel 2.2)

Norm / Material-Ansatz	Rechn. Traglast N_u	Exp. Traglast N_{exp}
DIN 1045-1	$N_u = b \cdot t \cdot \sigma_0 \cdot \Phi_{II}$ $\Phi_{II} = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \frac{e_I}{t}\right) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{t}$ $\Phi_{II} \leq \Phi_I = \left(1 - 2 \frac{e_I}{t}\right)$ <p>mit: $e_I = e_0 + e_a + e_c$ $e_a = l_0/400$; $e_0 = e_c = 0$; $t = h$ = Querschnittsdicke l_0 = effektive Querschnittshöhe</p>	$N_{exp} = F_{max}$
EC 2- Material Modell nach /Gol, 2008/	$N_u = \left(\frac{-1 + \sqrt{1 + 4 \cdot k_c^2}}{2 \cdot k_c^2} \right) \cdot \sigma_0 \cdot b \cdot (t - 2e_I)$ <p>mit: $k_c = 12 \cdot \frac{\sigma_0}{E_0} \cdot \left(\frac{l_0}{\pi \cdot (t - 2e_I)} \right)^2$</p>	
DIN EN 1520 / Ritter-Modell	$N_u = \frac{\sigma_0 \cdot b \cdot (t - 2 \cdot e_I)}{1 + 12 \frac{\sigma_0}{E_0} \cdot \left(\frac{l_0}{\pi \cdot (t - 2 \cdot e_I)} \right)^2}$	

Diese Versuchsserien sind bereits eingehend mit den getesteten Festigkeiten in Kapitel 5.2 beschrieben. Die Auswertungen und der Vergleich zu normativen Bemessungsansätzen für diese Prüfserien dienen dazu, einen analytischen Ansatz zu finden, der sowohl das Tragverhalten für nicht-

knickgefährdete (V1-T1), als auch mäßig schlanke Proben (V1-T2) abbilden kann. Durch einen ersten Vergleichsschritt der analytischen Berechnungsverfahren zu den Testdaten für Wandscheiben aus Vollsteinen, soll der bereits in Kapitel 5.1 diskutierte Einfluss von Befüllungs- und Verdichtungseffekten auf die Traglast, der bei Innenstegen aus Lochsteinen anzutreffen ist, ausgeschlossen werden. In Tabelle 6-3 sind deshalb zum weiterführenden Vergleich mit den zuvor vorgestellten Berechnungsverfahren, die getesteten Tragfähigkeiten für die jeweiligen Prüferien aus Kapitel 5.2 als bezogene Traglast unter Angabe des Mittelwertes und der Streubandbreite ausgewertet worden.

Tabelle 6-3: Streuband der 10 getesteten Einzelwerte N_{exp}/bt der Wandscheibenversuche V1-T1 und T2 aus Vollsteinen

Vollstein-Serie V1	Serien-Nr.	Abmessungen [mm ³] [B x H x t mm ³]	Streuband N_{exp}/bt [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
V1-T1 80x80 mm ²	V1-T1-20	80x80x20	$5,37 \leq N_{exp}/bt \leq 6,77$	5,92
	V1-T1-28	80x80x28	$5,99 \leq N_{exp}/bt \leq 7,83$	7,07
	V1-T1-40	80x80x40	$5,76 \leq N_{exp}/bt \leq 8,35$	7,14
	V1-T1-56	80x80x56	$6,74 \leq N_{exp}/bt \leq 8,91$	7,73
V1-T2 80x175 mm ²	V1-T2-16 2 Proben	80x175x16	$4,7 \leq N_{exp}/bt \leq 4,78$	4,74
	V1-T2-20	80x175x20	$3,69 \leq N_{exp}/bt \leq 7,28$	5,32
	V1-T2-28	80x175x28	$4,84 \leq N_{exp}/bt \leq 7,32$	5,96

Generell ergibt die Analyse von Proben der Testreihe V1-T1 mit einer Probenhöhe von nur 80 mm und mit einer variablen Querschnittsdicke von 40 bis 56 mm, dass ein Knicken und folglich ein Erreichen der Systemtragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung ausgeschlossen werden kann. Der Grund dafür ist, dass nur der Ansatz von Φ_1 nach Theorie I. Ordnung in Abhängigkeit der Lastausmitte für die Berechnung maßgebend wird (vgl. Tabelle 6-2, DIN 1045-1) und auch die gemessene Festigkeit nur geringfügig variiert. Ab einer Probendicke von 28 mm können vermehrt beginnende Schlankheitseffekte festgestellt werden, die sich in einer geringeren Festigkeit mit sinkender Stegdicke widerspiegeln.

In der Abbildung 6-4 sind die gemessenen Traglasten als arithmetischer Mittelwert, den berechneten bezogenen Traglasten für verschiedene normative Ansätze gegenübergestellt. Die normativen Traglasten werden aufgrund der jeweiligen Probengeometrie ($h=l_0$) und der statistisch abgesicherten Materialdruckfestigkeit $f_c=\sigma_{0,LAC}$ berechnet. Wie aus dem Vergleich der Messdaten mit den verschiedenen Bemessungsansätzen aus den Betonbaunormen ersichtlich wird, werden die realen Testdaten sehr wirklichkeitsnah durch das Traglastmodell nach DIN EN 1520 auf der Grundlage des Ritter-Materialmodells /Her80/ widerspiegelt. Die Mittelwerte der Testergebnisse für die Proben V1-T1 und T2 liegen dabei sehr nah bzw. genau auf der Winkelhalbierenden im Diagramm. Dabei gilt die DIN EN 1520 insbesondere zur Bemessung von großformatigen Wandscheiben aus LAC im Wohnungsbau. Der Vergleich der Messwerte mit den Ansätzen nach DIN 1045-1 bzw. eines von Goltermann /Gol08/ abgewandelten Materialmodells für LAC in Anlehnung an den EC 2 zeigt hingegen, dass diese Datenpaare zu den beiden letztgenannten Ansätzen stärker von der Winkelhalbierenden im Diagramm abweichen. Somit bilden die beiden letztgenannten Modelle die Tragfähigkeit von den hier geprüften kleinformatigen Scheiben aus LAC nicht so gut ab, wie das Ritter-Materialmodell mit dem Bemessungsansatz nach DIN EN 1520. Dabei ist allerdings zu beachten, dass allen rechnerisch prognostizierten Traglasten N_u zur Anpassung an die getesteten Traglasten eine ungewollte Ausmitte e_a der zentrischen Last von $e_a = l_0/400$ gemäß DIN 1045-1 aufgrund von Vorversuchen zu Grunde gelegt wird. Die Bemessungsvorschrift nach DIN EN 1520 sieht eigentlich einen Wert von nur $e_a=l_0/500$ vor.

Wegen des zuvor bereits erwähnten möglichen Einflusses von Befüllungs- und Verdichtungseffekten auf die resultierende Traglast schlanker Innenstege in Lochsteinen, wurden darauffolgend in einem zweiten Schritt die Datensätze von experimentell aus Lochsteinlängsstegen getesteten Wandscheiben mit den theoretischen Berechnungsansätzen verglichen. Zur Erläuterung der Versuche sind nachfolgend in Tabelle 6-4 die geometrischen Daten und der Wertebereich der geprüften Tragfähigkeiten für aus Innenstegen von Lochsteinen durch Sägeschnitt entnomme kleinformatige Wandscheiben dargestellt. Dabei wurden die Wandscheiben wie in Kapitel 5.2 bildlich beschrieben, immer aus den mittleren zwei Längsstegen von unterschiedlichen Lochsteinen entnommen, um somit Rohdichte- und damit Festigkeitsunterschiede sowie Einflüsse aus unterschiedlichen Erhärtungsbedingungen des LAC aufgrund von Feuchtegefällen über einen Lochsteinquerschnitt für diese Betrachtungen auszuschließen.

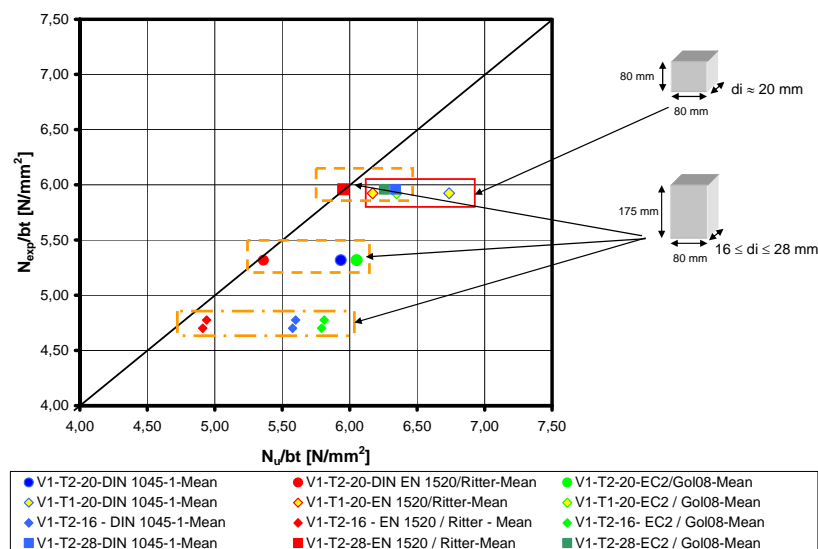


Abbildung 6-4: Vergleich experimentell bestimmten zu rechnerisch prognostizierten Traglasten für Proben aus Vollsteinen der Versuchserien V1-T1 und T2 mit variablen Scheibendicken

Tabelle 6-4: Streuband der 10 getesteten Einzelwerte N_{exp}/bt der Wandscheibenversuche V2-T1 bis T3 aus den mittleren Innenstegen aus Lochsteinen

den mittleren Innentagen aus Lochsteinen					
Lochstein-Serie V2	Serien- Nr.	Abmessungen [mm ³] [B x H x t mm ³]	Streuband N _{exp} /bt [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	
V2-T1 80x80 mm ²	V2-T1-22	80x80x22	5,3 ≤ N _{exp} /bt ≤ 6,9	6,04	6,0
	V2-T1-22- Wdh 1	80x80x22	5,2 ≤ N _{exp} /bt ≤ 6,7	5,94	
V2-T2 80x175 mm ²	V2-T2-22	80x175x22	4,4 ≤ N _{exp} /bt ≤ 6,3	5,36	
	V2-T2-22-Wdh 1	80x175x22	4,5 ≤ N _{exp} /bt ≤ 6,1	5,29	
V2-T3 80x238 mm ²	V2-T3-22	80x238x22	3,6 ≤ N _{exp} /bt ≤ 6,0	4,95	

Wie die graphische Auswertung zwischen den auf der Abszisse dargestellten berechneten zu den auf der Ordinate aufgetragenen gemessenen Tragfähigkeiten N_{exp}/bt in Abbildung 6-5 zeigt, ergibt sich auch für die Lochstein- Innenstege aus LAC wiederum eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den nach DIN EN 1520 auf Grundlage des Ritter-Modells berechneten zur gemessenen Tragfähigkeit. Somit kann auch das Traglastverhalten einzelner Innenstege aus Lochsteinen mit teils ungleichmäßiger Befüllung und Verdichtung der Stege mittels des Bemessungsansatzes nach DIN EN 1520 gut beschrieben werden.

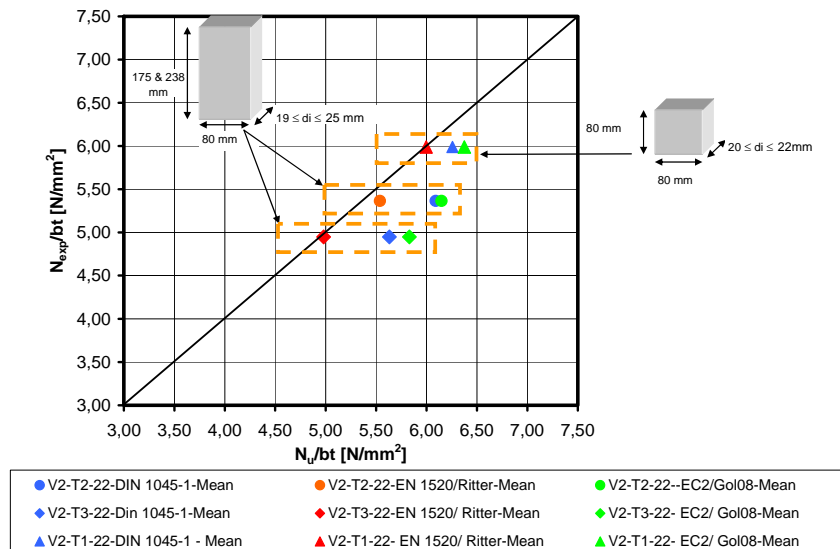


Abbildung 6-5: Vergleich experimentell bestimmten zu rechnerisch prognostizierten Traglasten für Proben aus Lochsteinen der Versuchserien V2-T1 und T2 mit konst. Scheibendicken und variablen Höhen

Die gute Korrelation der Messdaten mit dem Traglastansatz nach DIN EN 1520 auf Grundlage des Rittermodells zeigt auch die nachfolgende Abbildung 6-6. Dort sind im abgebildeten Diagramm diesmal nicht die berechneten Traglasten N_u , sondern die normativen Traglastkurven aus dem Betonbau nach DIN 1045-1, dem nach Goltermann /Gol08/ abgewandelten Materialansatz auf Grundlage des EC 2 sowie das Rittermodell mit dem Bemessungsansatz nach DIN EN 1520 in Abhängigkeit der mechanischen Schlankheit dargestellt. Vergleichend zu diesen normativen Traglastkurven sind im Diagramm die experimentell ermittelten Traglastfaktoren Φ_{exp} für die einzelnen Prüfserien in Abhängigkeit der Schlankheit der kleinformigen Wandscheiben als Datenpunkte eingetragen. Die Materialdruckfestigkeit wurde für die rechnerische Bestimmung der Traglastkurven für die vergleichend zu analysierenden Versuchserien mit dem statistisch abgesicherten Wert von $f_c = \sigma_0 = 6,48 \text{ N/mm}^2$ nach Tabelle 6-1 abgeschätzt. In der Gegenüberstellung von den prognostizierten Traglastkurven zu den Datenpunkten zeigt sich, dass die experimentell bestimmten Werte dem Verlauf des funktionalen Ansatzes nach Ritter (DIN EN 1520) für eine bezogene Lastausmitte $e/t = 0,02$ sehr gut folgen. Dabei ist bemerkenswert, dass der Ansatz sowohl für die Steinscheiben aus den Lochsteinstegen, wie auch für aus Vollsteinen gesägten Scheiben, in einem großen Anwendungsbereich der Schlankheit $\lambda = l_0/i$ von ca. 3 bis fast 40 gilt. Durch Gefügeinhomogenitäten in den LAC-Betonen kommt es jedoch bei den realen Proben zu einem geringfügig unregelmäßigen Lastabtrag und dem zur Folge zu einer leichten Abweichung der Testergebnisse von der berechneten roten Traglastkurve in Abbildung 6-6.

Werden die experimentellen Datensätze hingegen mit der rechnerisch bestimmten Systemtragfähigkeit von Mauerwerk nach DIN 1053-100 bzw. EC 6 verglichen, dann ist festzustellen, dass die prognostizierten Traglastkurven das reale Verhalten in Abhängigkeit der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} = h_{ef}/t$ nur mäßig abbilden können (s. Abbildung 6-7). Die experimentell bestimmten Traglastminderungsfaktoren werden folglich optimal durch das Rittermodell bzw. dem Bemessungsansatz nach DIN EN 1520 beschrieben. Demnach ist das Verhältnis der bezogenen Ausmitten e/t für die zentrisch getesteten Wandscheibengeometrien, nach den vorliegenden rechnerischen Abschätzungen gemäß dem Rittermodell zwischen 0,02 und 0,05 anzusetzen.

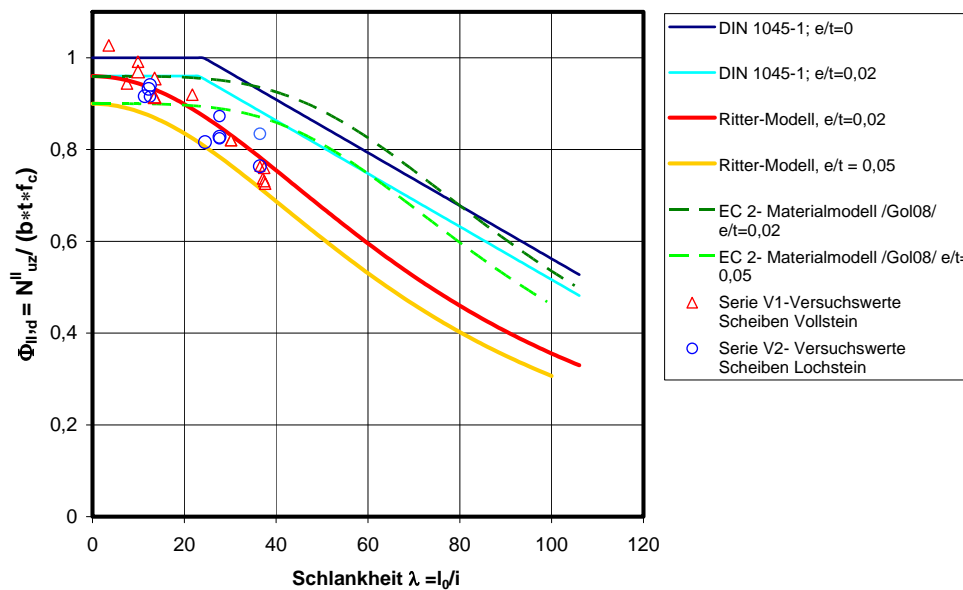


Abbildung 6-6: Gegenüberstellung der theoretisch berechneten Systemtragfähigkeit zu den Versuchsergebnissen von Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen der gleichen Rezeptur und Herstelltag

Als Fazit lässt sich aus den umfangreichen Verifikationen der normativen Bemessungsansätze aus dem Betonbau folgern, dass die Traglast von LAC- Stegen, die aus Mauersteinen herausgeschnitten wurden, am Besten durch das Ritter-Modell wiedergegeben wird.

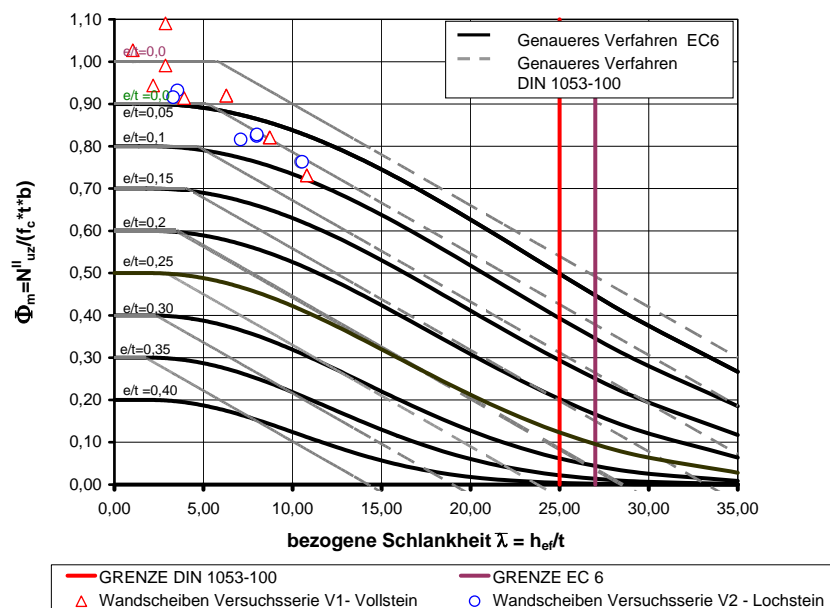


Abbildung 6-7: Vergleich der nach EC 6 und DIN 1053-100 berechneten Systemtragfähigkeit für Mauerwerk gegenüber Versuchsergebnissen aus Vollsteinen (Serie V1) und Lochsteinen (Serie V2)

Auf diesem Ansatz basiert auch der Bemessungsansatz in der DIN EN 1520 zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bauteils infolge Knickens, der gerade auch für unbewehrte bzw. leichtbewehrte Wandquerschnitte aus haufwerksporigen Leichtbeton gilt. Des Weiteren zeigt der Vergleich, dass versuchstechnisch mit einer bezogenen Ausmitte e/t von 0,02 bis 0,05 infolge ungewollter Ausmitten wie geometrischen Imperfektionen, trotz der zentrischen Druckversuche, für die Innensteigscheiben aus Mauersteinen zu rechnen ist. Dies entspricht ungefähr dem Ansatz einer ungewollten Ausmitte von $e_a = l_0/400$, gemäß der DIN 1045-1. Somit wird auch die angesetzte ungewollte Ausmitte von $e_a = l_0/400$ (mit $l_0 = h = \text{Probenhöhe}$) für die durchgeführten Vergleichsrechnungen zur Bestimmung von N_u bestätigt.

Zusätzlich wurde auch der Einfluss der Lastausmitten auf die Querschnittstragfähigkeit durch die Erstellung von aus dem Massivbau bekannten M-N-Interaktionsdiagrammen für die getesteten kleinformigen Wandscheiben untersucht. Dabei ergeben sich die inneren Schnittgrößen aus der Spannungsverteilung $\sigma(z)$ im Querschnitt, die sich bei bekannter Spannungs-Dehnungs-Linie für die in Kapitel 4 untersuchten LAC-Betone aus den Randdehnungen ε_1 und ε_2 berechnen lässt. Erläuterungen zur Berechnung und vergleichende Betrachtungen mit getesteten LAC-Wandscheiben sind im Anhang D.2 enthalten. Für die Testserie V2-T3-22 mit 238 mm hohen Wandscheiben aus Lochsteinstegen ergibt sich z.B. nach dem vorliegenden Interaktionsdiagramm eine totale Ausmitte von $e_{\text{tot}}=e_1+e_{II}=1,32$ mm bei Erreichen der Kurve der Grenztragfähigkeit.

6.2 Modell zur analytischen Beschreibung der Lochsteifestigkeits von Wärmedämmsteinen

6.2.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ein grundlegendes Ziel dieser Arbeit ist es, Kenntnisse über verschiedenartige Einflussfaktoren auf die Druckfestigkeit von Lochsteinen zu erlangen. Im Zuge der Marktstudie (Kapitel 3) sowie durch vergleichende Untersuchungen an Standardprüfkörpern und an einzelnen Innenstegen aus Lochsteinen (Kapitel 5) konnte festgestellt werden, dass die Lochsteifestigkeits deutlich unter der an kompakten Proben getesteten Materialfestigkeit des LAC liegt. Dabei wird die getestete Bruchlast bei den Lochsteinen auf die mittlere Nettoquerschnittsfläche unter Abzug der Lochkammern bezogen. Die Materialfestigkeit wird an kompakten Standardprüfkörpern wie Vollsteinen, Würfeln und Biegebalken bestimmt. Dazu wurde im Vorfeld versucht (vgl. Kapitel 5.1 und 5.2), die Einflüsse von Rohdichte, Befüllungsvolumen bzw. Größtkorn und Probenschlankheit, sowohl an kompakten Standardprüfkörpern, wie auch an Innenstegen aus Mauersteinen zu benennen. Eine genaue Auswertung der Testergebnisse der Traglast von schlanken Innenstegen aus LAC erfolgte im vorherigen Abschnitt 6.1 in Bezug auf bereits bekannte normative Bemessungsansätze. Dies zeigt, dass die experimentellen Datensätze an kleinformigen, einzelnen Wandscheiben wirklichkeitsnah durch den Ansatz nach DIN EN 1520 zur Bemessung von großformatigen Wandscheiben infolge Bauteilverformungen (Knicken/ Theorie II. Ordnung) beschrieben werden können. Lediglich die bei Lochsteinen mit Gitterstruktur festgestellten, festigkeitsmindernden Einflüsse aus dem Zusammenwirken von Quer- und Längsstegen können durch diese analytischen und numerischen Berechnungen (Kapitel 5) noch nicht vollständig erfasst werden. Oberstes Ziel ist es daher, bei der Entwicklung eines analytischen Ingenieurmodells auf bereits bekannte Vorgehensweisen aus den Bemessungsgrundlagen des Beton- und Mauerwerksbaus zu unbewehrten Wandscheiben und modellmäßige Vereinfachungen zurückzugreifen, um die Akzeptanz für den praktischen Gebrauch zu erhöhen.

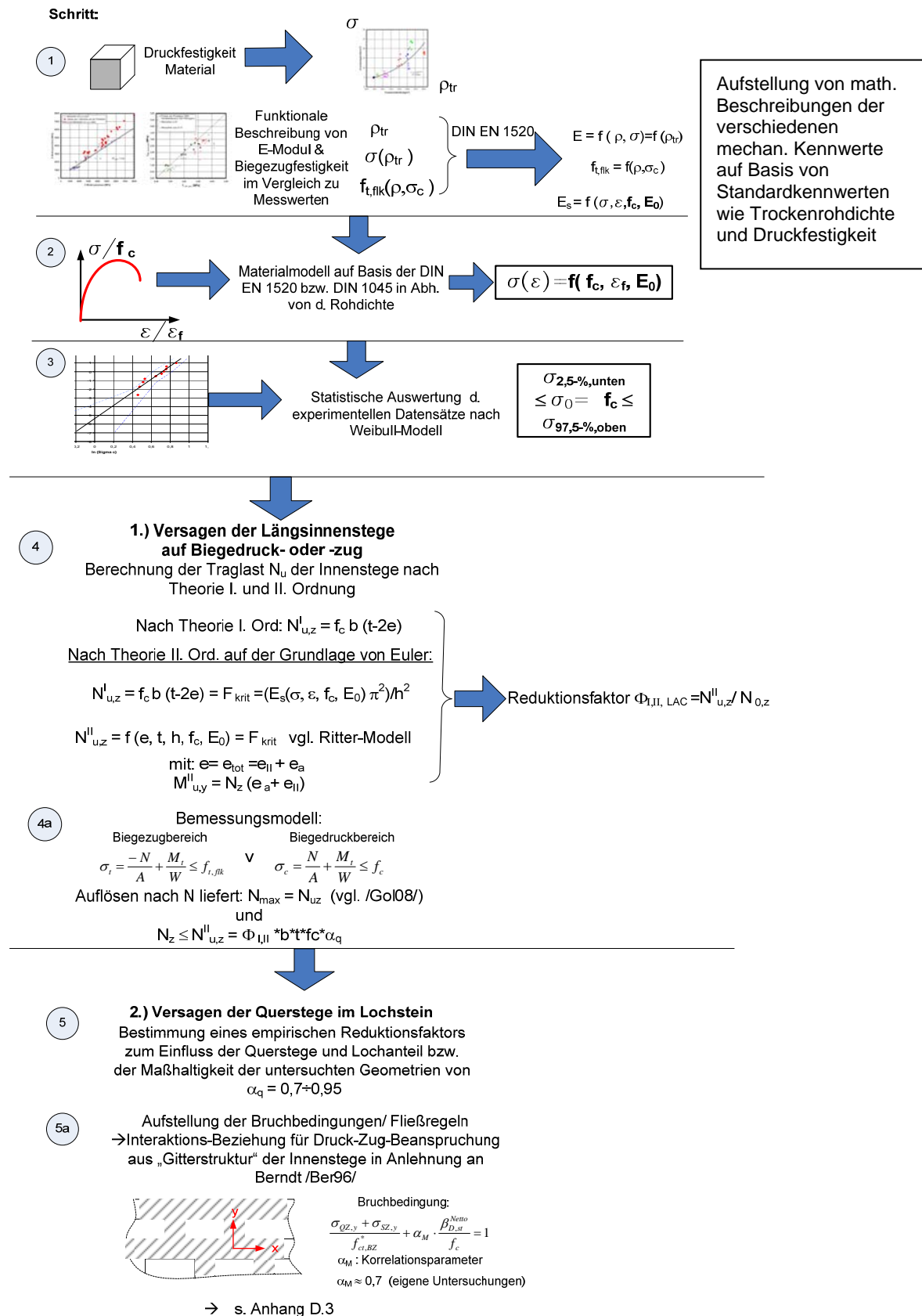
6.2.2 Herleitung und Anwendung des Modells

Nachfolgend wird ein Vorschlag zum Vorgehen bei der Herleitung von Modellparametern zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Lochsteinen unter Ansatz der Materialfestigkeit vorgestellt. Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen und den theoretisch - vergleichenden Betrachtungen mit normativen Bemessungs- und Materialansätzen wird ein möglicher Ablauf zur Modellfindung in Abbildung 6-8 skizziert, der im weiteren Verlauf noch eingehender mathematisch und mechanisch erläutert wird.

Die Grenzen der Anwendbarkeit des nachfolgend vorgestellten Modells sind wie folgt definiert:

- das analytische Modell gilt für monolithische Wärmedämmsteine mit rechteckiger Lochform und gitterförmiger Innensteganordnung

- die Querstege besitzen einen geringeren Flächenanteil an der Gesamtnettofläche des Steins, als die Längsstege
- das Verhältnis von Größtkorn des Leichtzuschlags zu den kleinsten Abmessungen der Innenstege im Lochstein beträgt ca. 2.



Zur Herleitung eines analytischen Ingenieurmodells zur Beschreibung des mechanischen Versagens von Lochsteinen aus LAC mit gitterförmigen Innensteganordnungen, werden in einem 1. Schritt zur Beschreibung des Materialverhaltens, die in Kapitel 2 theoretisch vorgestellten Zusammenhänge und die in Kapitel 4 experimentell für die untersuchten LAC- Betone hergeleiteten Kennwerte verwendet (vgl. Abbildung 6-8). Dabei wird eine bezogene dimensionslose Schreibweise der Spannungs-Dehnungs-Linie in Anlehnung an /Glo04/, /Her80/ eingeführt (Kapitel 2), um auf der Grundlage weniger charakteristischer Materialkennwerte und analytischer Gleichungen das Bruchverhalten von LAC- Lochsteinen mit Gitterstruktur wirklichkeitsnah beschreiben zu können (vgl. 2. Schritt im Ablaufschema).

In einem 3. Schritt werden die wesentlichen Materialkennwerte der Druck- und Biegezugfestigkeit statistisch nach dem Kapitel 6.1.1 ausgewertet, um gerade bei spröden Materialien mit relativ stark streuenden Kennwerten die Festigkeiten nach dem Weibull-Modell statistisch in einem Vertrauensbereich eingrenzen zu können. Aufgrund der empirisch festgestellten und statistisch abgeschätzten funktionalen Zusammenhänge zwischen Rohdichte, Druck- und Zugfestigkeit sowie E-Modul ist bei der Anwendung des Modells zukünftig nur eine Serie von Drucktests und die Ermittlung der Trockenrohddichte an Würfeln oder Vollsteinen aus LAC zu vollziehen. Nach diesen Eingangsdaten in Form von wenigen wesentlichen Materialparametern (f_c und ρ_{tr}), ist in einem 4. und 5. Schritt der Einfluss der Längs- und der Querstege auf ein Versagen von Lochsteinen analytisch zu erfassen und ein erstes mögliches Bruchkriterium für das initiale Lochsteinversagen durch das im Versuch beobachtete Aufspalten der Querstege zu formulieren. Abschließend ist das finale Versagen der vertikal lastabtragenden Längsstege infolge Biegedruck und -zug gemäß Schritt 4a zu beschreiben.

Die eigene Modellbildung basiert dabei auf Untersuchungen von *Haller* /Hal49/, /Hal69/ und *Berndt* /Ber96/, /Ber00/, die in Mauerwerksversuchen ebenfalls den Einfluss von gelochten Steinen auf die Wandfestigkeit untersuchten. Auch sie stellten in Ihren Untersuchungen zur analytischen Beschreibung der Traglast von Mauerwerk aus gelochten Mauersteinen mit Gitterstruktur fest, dass die Zugbeanspruchungen im Steinquerschnitt mit Erhöhung der Dicke der Mörtelschicht und dem Lochanteil ansteigen /Hal69/, /Ber00/. Des Weiteren stellen beide Autoren bei vergleichenden Untersuchungen fest, dass Lochsteine im Mauerwerksverband in Druckversuchen dazu tendieren, parallel zur Lasteinleitungsrichtung aufzuspalten (Keilbruch).

6.2.2.1 Bruchverhalten von Lochsteinen- Initiales Versagen der Querstege

Wie bereits die detaillierten Untersuchungen in Kapitel 5 gezeigt haben, resultieren aufgrund Befüllungs- und Verdichtungsunterschieden in den untersuchten Lochsteinen unterschiedliche Steifigkeiten von Längs- und Querstegen. Dieses Phänomen wurde auch von anderen Autoren wie *Kuch* /Kuc03/ und *Sagmeister* /Sag99/ bereits experimentell für haufwerksporige Leichtbetonsteine aufgrund unterschiedlicher Rohdichteverteilungen festgestellt. In Folge einer unterschiedlichen Steifigkeitsverteilung über den Lochsteinquerschnitt kommt es bei gleichmäßiger Lasteinleitung über Druckplatten zu einer unterschiedlichen Druckbeanspruchung der einzelnen Längs- und Querstege, wodurch der Steinquerschnitt auch in Querrichtung beansprucht wird. Zusätzlich entstehen neben dieser Beanspruchung durch den Haft- und Scherverbund in den Kontaktfugen zu den Lasteinleitungsplatten und durch das unterschiedliche Querdehnungsverhalten der Ausgleichschichten aus Gips bzw. Zementmörtel und dem Lochstein selbst erhebliche Querdehnungsbeanspruchungen. Bei den üblichen Steifigkeitsverhältnissen und den geringen Ausgleichsschichtdicken im Vergleich zur Stein- bzw. Probenhöhe werden Querdruckspannungen in der Ausgleichsschicht aus Gips bzw. Zementmörtel und Querzugspannungen im Stein erzeugt. Dies kann auch prinzipiell aus den FE-Berechnungen, die in Kapitel 5.2 vorgestellt wurden, abgelesen werden. Innerhalb dieser Berechnungen wurde der Verbund zwischen Steinoberfläche und Lasteinleitungsplatten aus Stahl über Kontaktelemente simuliert, wobei ein Haftreibungskoeffizient μ_H und eine geringe Kohäsion c vorgegeben wurden.

Nach *Berndt /Ber00/* ist es in Anlehnung an das „Analogieverfahren“ möglich, den Übergang von elastischen zum visko- plastischen Verhalten der Baustoffe im Druckversuch, wie von LAC und Ausgleichsschichten, mit den durch das Fließen verursachten größeren Querverformungen durch den Ansatz einer vergrößerten Querdehnzahl zu berücksichtigen. Nach dem Fib- Model Code 90 /MC90/ ist die Querdehnzahl bis zu ca. 80% der max. erreichbaren Last für Normalbeton konstant, wobei sie sich oberhalb dieses Lastniveaus bis zum Bruch deutlich erhöht. Für Normalbeton erhöht sich im Zuge der Mikrorissbildung im Gefüge die Querdehnzahl von Werten um 0,2 im linear-elastischen Bereich bis auf Werte von 0,36 im Bruchzustand. Die Erhöhung der Querdehnzahl im Zuge zunehmender Druckbelastung führt dazu, dass sich auch der von μ und E abhängige Kompressionsmodul K verändert oder eine Veränderung durch eine Abnahme des E-Moduls bei gleichzeitiger Zunahme von der Querdehnung ausgeglichen wird. Der Kompressionsmodul beschreibt analog zum E-Modul die erforderliche Druckänderung bei einer relativen Volumenänderung des Probekörpers. Zwischen den beiden letztgenannten Kenngrößen besteht folgender Zusammenhang /Her97/:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\mu)}$$

Gl. 6-4

Zusätzlich zu der zuvor beschriebenen Zwangsbeanspruchung in Form von Endflächenreibung von kompakten Prüfkörpern, deren Einfluss auch experimentell für LAC in Kapitel 5.1 eingehend analysiert wurde und unter dem Begriff der Querkzugbeanspruchung zusammengefasst wird, tritt bei Lochsteinen eine ungleich verteilte vertikale Beanspruchung der Innenstege auf, die zu einem Spaltzugversagen der Verbindungsstege führt. Dies zeigte sich bereits deutlich an den vertikal verlaufenden Trennrissen im Querstegbereich der Lochsteinausschnittproben V2-S1 und S2 in Kapitel 5.2. Nach *Berndt /Ber00/*, der zu dieser Thematik Untersuchungen an Mauerwerk aus gelochten Hochlochziegeln durchgeführt hat, lassen sich folgende zwei Ursachen für ein Spaltzugversagen benennen:

- Bei der Verwendung von geringer festen Ausgleichsschichten aus Mörteln oder Gips bröckeln nach seinen Beobachtungen bei der 1,1 bis 1,5- fachen Belastung der Druckfestigkeit die außen liegenden Fugenflanken aus. Dies konnte gerade bei den Versuchen an Würfelproben und an den kleinformigen Wandscheiben ebenfalls experimentell beobachtet werden. Folglich ist die Druckfestigkeit nicht mehr vollflächig über den Probenquerschnitt verteilt und gemäß /Ber96/ führen die Fließeigenschaften von Mörteln bzw. der Ausgleichsschichten im Innern einer vollflächigen Ausgleichsschicht zu einer Mörtelverfestigung unter fast hydrostatischem Druck.
- Zusätzlich kommt es bei Lochsteinen mit kreuzenden Quer- und Längsstegen, gemäß eigener FE-Analysen, besonders unter Ansatz eines konstanten E-Moduls über den Steinquerschnitt, zu ungleich verteilten Druckbeanspruchungen im Kreuzungsbereich von Längs- und Querstegen (s. Abbildung 6-9). Diesen Einfluss der Querrippen auf den Lastabtrag zeigen auch ebenfalls Berechnungen von *Berndt /Ber00/* an Hochlochziegeln unter Ansatz der Fließbedingungen nach dem Drucker- Prager- Stoffgesetz.

Die beiden zuvor beschriebenen mechanischen Phänomene bewirken eine Art Keilwirkung bzw. Spaltzugbeanspruchung in den Querstegen von Lochsteinen. Folglich können somit die sogenannten Keilbrüche, die auch bei anderen Autoren während Mauerwerkstests beobachtet wurden (vgl. /Jäg02/, /Glo04/, /Moh07/) bzw. das Aufspalten der Steine parallel zur Lasteinleitungsrichtung im Querstegbereich erklärt werden. Gemäß den Ergebnissen aus den FE- Berechnungen ist zu erwarten, dass die größten Unterschiede in den Querverformungsanteilen in Lochsteinen im Zentrum der Steine zu erwarten sind. Diese können aber leider auch nicht mit den zuvor in Kapitel 5.2 vorgestellten optischen Messverfahren erfasst werden. Die experimentell, sowohl in Versuchen an Einzelsteinen, als auch gemäß Literaturangaben an ganzen Wandprüfkörpern aus Lochsteinen kurz vor dem Steinversagen durch Aufspalten der Steine in einzelne Längsstege beobachtete „Säulenbildung“

bedingt in den letzten Belastungsschritten den Zusammenbruch des Steinsystems aus Längs- und stützenden Quersteinen infolge örtlichem Stabilitätsversagen.

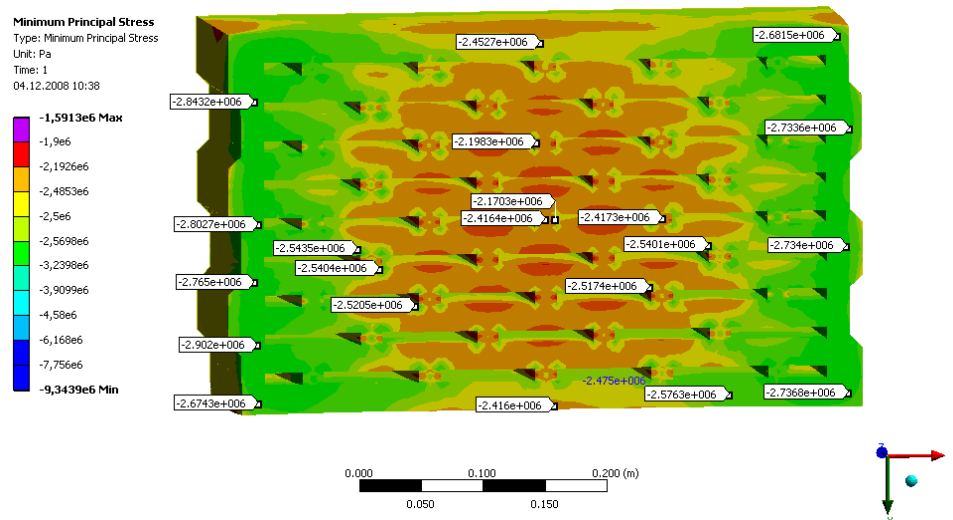


Abbildung 6-9: Berechnete minimale Druckspannungsverteilung σ_3 nach der Normalspannungshypothese; Darstellung als Schnitt in 1/3 der Steinhöhe

Nach den eigenen optischen Verformungsmessungen der Prüfkörper während des Druckversuchs verlaufen die Traglastkurven ab ca. 80 bis 90% der Bruchlast stärker progressiv (vgl. Kapitel 5.2), so dass das beschriebene Aufspalten der Steine in Längsrichtung als auslösende Ursache für das Druckversagen der Lochsteine gesehen werden kann. Örtlich überlagern sich die aus der behinderten Querdehnung im Lasteinleitungsbereich entstehenden Querkzugkräfte mit den aus der Geometrie und Steifigkeit der Innenstege hervorgerufenen Spaltzugkräften.

Eine Herleitung zur Aufstellung einer möglichen Bruchbedingung bzw. Fließregel nach der Elastizitätstheorie für das initiale vertikale Aufspalten der Querstegbereiche in Steinen mit gitterförmiger Lochgeometrie ist in Anhang D.3 in Anlehnung an Vorschläge von *Berndt/Ber96/* und anderer Autoren wie *Massart/Mas05/* und *Zucchini/Zuc06/* dargestellt. Dabei sind auch aus den eigenen Versuchsreihen an Lochsteinen und Steinscheiben aus LAC empirisch ermittelte Modellparameter zur Beschreibung des Bruchverhaltens mit eingeflossen. Allerdings ist für eine zielsichere Überprüfung der aufgestellten Fließregeln zum anfänglichen Versagen der Querstege noch eine größere Anzahl von Versuchen durchzuführen, um den genauen funktionalen Verlauf der Fließbedingung festschreiben zu können. Die Herleitungen in Anlehnung an die Literatur und die Beispielrechnungen zu den formulierten Bruchbedingungen der Querstege für die untersuchten Lochsteine in Anhang D.3 sind somit als ein erster Ansatz zu werten, der zukünftig noch weiterverfolgt werden sollte.

Das nachfolgend im Detail vorgestellte analytische Bemessungsmodell beschreibt die Lochsteinfestigkeiten infolge des finalen Versagens der Längsstege in Lochsteinen aufgrund von Stabilitätsproblemen nach dem lokalen lotrechten Aufspalten von Quersteinen bei 80 bis 90 % der Bruchlast („Säulenbildung“ /Moh07b/, /Schu00/).

Neben den Einflüssen aus der Steinhöhe und Innensteggeometrie auf die auftretenden inneren Spannungszustände in Lochsteinen, ist auch der Einfluss der Maßhaltigkeit der Steine selbst zu betrachten. In /Ber00/ wird hierzu ein Faktor von $\alpha_q=0,95$ angegeben. Eigene Untersuchungen, bei denen gezielt die Stegdicken von unterschiedlichen Lochsteinen aus LAC aus der Marktstudie nach dem Zerschneiden der Steine mittels Schieblehre vermessen wurden, belegen ebenfalls im Mittel eine Variation der Stegdicken und Maßhaltigkeit von $\pm 5\%$ vom Mittelwert. Somit wird dieser Faktor für die ersten Berechnungen zur eigenen Modellbildung übernommen.

Nach den Untersuchungen in Kapitel 5.1 und 5.2 ist die „Scherbendruckfestigkeit“ von Innenstegen bei Lochsteinen mit einer bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} \approx 4$ vergleichbar hoch, wie die Würfel- bzw. Vollsteindruckfestigkeit nach 28 Tagen. Somit kann die charakteristische Druckfestigkeit $f_c = \sigma_0$ ersatzweise in Abhängigkeit des Größtkorns des Leichtzuschlags an kleinformatischen Wandscheiben ohne Schlankheitseinfluss aus Lochsteinen im zentrischen Druckversuch bestimmt werden.

6.2.2.2 Finales Versagen der Längsstege infolge von Stabilitätsproblemen

Vergleichende experimentelle und theoretische Analysen ließen *Haller* /Hal49/, /Hal69/ ein Verfahren zur Ermittlung der maximal aufnehmbaren Normalkraft unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Theorie II. Ordnung für Mauerwerk entwickeln, auf dessen Ansatz auch der heute gültige Nachweis für unbewehrte Betonwände nach DIN 1045-1:2008 beruht (vgl. /Heg07/). Die Systemtragfähigkeit wird nach diesem Berechnungsverfahren durch die Ermittlung der Tragfähigkeit des höchstbeanspruchten Querschnitts bestimmt. Aus diesen Betrachtungen resultiert ein Abminderungsfaktor φ bzw. Φ (Betonbau/ Mauerwerksbau), der den Einfluss von Theorie II. Ordnung durch Linearisierung der Gleichungen praxisnah erfasst. Einzelheiten zur Theorie und die Darstellung der Kurvenschar $\varphi = \Phi$ gemäß den Ansätzen aus der Mauerwerks- und Betonbaunormung sind Kapitel 2 zu entnehmen. Grundlegend ist für die Berechnungsansätze der beiden Autoren *Haller* /Hal69/ und *Berndt* /Ber00/ die Annahme der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte senkrecht zu den Wandachsen unter Lastdeformation. Diese Annahme gilt auch für die bereits vorgestellten und nachfolgenden Schritte zum Berechnungsmodell zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Lochsteinen gegenüber der Materialfestigkeit von Standardprüfkörpern. Im Folgenden wird auf der Grundlage der Annahmen von *Haller* /Hal69/, *Glock* /Glo04/ und z.B. *Sabha* /Sab06/ eine analytische Berechnung der Tragfähigkeit mit Hilfe des Ansatzes des Spannungsblocks dargestellt. Dabei werden neben der Bernoulli-Hypothese folgende weitere Annahmen getroffen:

- Der Spannungsblock ist rechteckförmig.
- Die Tragfähigkeit wird für den kritischen Querschnitt untersucht.
- Lasteinwirkung und Tragwiderstand liegen auf einer Wirkungslinie.

Zusätzlich ist bei praktischen Druckversuchen an ganzen Wänden, wie auch gerade bei den untersuchten kleinformatischen konisch zulaufenden Innenstegen aus Lochsteinen aus LAC davon auszugehen, dass eine homogene Struktur mit einer perfekt geraden Wandachse, die exakt zentrisch belastet werden, nur in der Theorie existieren kann. Deshalb ist in der Praxis ein initialer Anteil an Exzentrizität der Normalkraft zu berücksichtigen. Diese Exzentrizität wird auch in der Modellbildung aufgrund der vergleichenden Betrachtungen der Experimente und Normung nach Kapitel 6.1.2 zu $e_a = l_0/400$ angesetzt. Die verformte Achse der vertikal lastabtragenden Längsachse wird nach dem initialen Aufspalten der Querstegbereiche als sinusförmiger Verlauf der Biegelinie beim Stabilitätsversagen gemäß den bekannten Ansätzen aus dem Beton- und Mauerwerksbau nach *Haller* /Hal69/, *Kritschig* /Kri91/ sowie weiterentwickelt von *Hegger* /Heg07/ und *Jäger* /Jäg02/ angenommen.

Die Krümmung der biegebeanspruchten Innenlängsstege in Lochsteinen mit Gitterstruktur kann unter der genannten Voraussetzung der Bernoulli-Hypothese durch die angenommene lineare Dehnungsverteilung im Querschnitt und die Querschnittsdicke t ausgedrückt werden. Dadurch ergibt sich ein direkter Zusammenhang zwischen der Dehnungsverteilung im Querschnitt und der Durchbiegung w_{\max} , die der zusätzlichen Ausmitte Δe_{II} nach Theorie II. Ordnung entspricht (s. Abbildung 6-10). Dieses Vorgehen wählten auch /Heg07/, /Sab06/ und /Gun00/. Wegen der behinderten freien Querverformung und Verdrehung im Lasteinleitungsbereich der Druckplatten bei den Lochsteindruckversuchen, wird wegen dem in diesem Bereich auftretenden mehrachsigen Spannungszustand durch die mit steigender Druckbelastung stärker wirkenden Reibspannungen in der

Kontaktzone eine Einspannwirkung angenommen (vgl. auch Kapitel 5.2- Optische Verformungsmessungen zu Proben V2-S2).

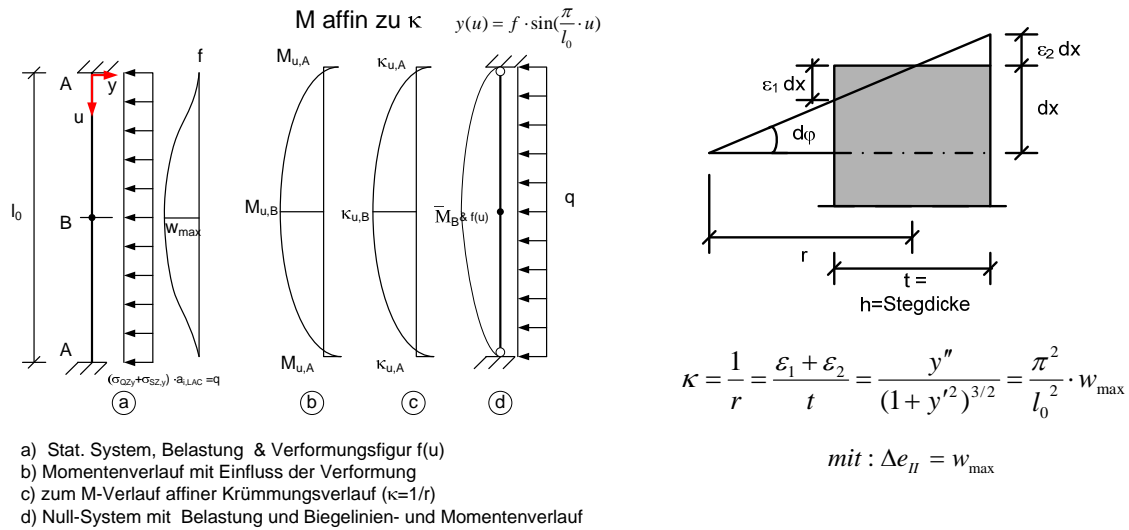


Abbildung 6-10: Biegelinie nach /Gun00/ (links) und Beziehung zwischen Krümmung und Dehnung für ein Wandelement der Länge dx /Schn98/, /Heg07/ (rechts)

Mit dem Materialgesetz für LAC nach Kapitel 4, den Gleichgewichtsbedingungen und der Beziehung zwischen Krümmung und der zusätzlichen Ausmitte nach Theorie II. Ordnung kann die Tragfähigkeit der unbewehrten Innenstege von Lochsteinen bestimmt werden. Die Festigkeitsreduktion von 10-20% von Innensteinen im Lochsteinverband beim Steintest gegenüber einzelnen geprüften Wandscheiben wird durch den Krümmungsansatz berücksichtigt. Aufgrund des nichtlinearen Materialgesetzes lässt sich das Gleichgewicht aus inneren und äußeren Schnittgrößen nur iterativ gemäß Anhang D.2 ermitteln. Dabei kann die Biegetragfähigkeit nicht als Produkt aus E-Modul und Flächenträgheitsmoment berechnet werden. Deshalb wird nachfolgend das aus dem Stahlbetonbau bekannte Vorgehen zur Aufstellung einer M - κ -Beziehung weiter verfolgt. Grundlage für die weiteren Untersuchungen bilden die aus der Spannungsverteilung ermittelten Beziehungen zwischen Normalkraft und dem Moment $M^{I,II}$ einerseits und der Krümmungen andererseits. Zusätzlich zur Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Linie ist bei der Ermittlung der Systemtragfähigkeit die Zusatzausmitte infolge Tragwerksverformung nach Theorie II. Ordnung über die Krümmung zu beachten. Durch Iteration der Dehnungsebene wird bei vorgegebener ungewollter Ausmitte $e_a = l_0/400$ in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda} = l_0/t$ die maximal aufnehmbare Normalkraft N^{II}_u bestimmt. Gemäß der Gleichung Gl. 6-5 (s. auch Anhang D.2) ist für die Ausmitte e der Wert $e = e_I + \Delta e_{II}$ einzusetzen mit $e_I = M^I/N$ und Δe_{II} nach Gl. 6-7.

$$M = N \cdot \left(\frac{t}{2} - a \right) = F_{cm} \cdot e \quad \text{Gl. 6-5}$$

Entsprechend dem Ansatz nach /Gun00/ werden die horizontalen Durchbiegungen der Innenstege auf Grundlage des Arbeitssatzes aus den Krümmungen κ des Wandquerschnitts ermittelt:

$$w_{\max} = f_0 = \int \frac{M^I \bar{M}}{EI} dx = \int \kappa \cdot \bar{M} dx \quad \text{Gl. 6-6}$$

Aus der Auflösung des Arbeitssatzes und durch den Zusammenhang der Dehnungsverteilungen im Querschnitt zu der Durchbiegung f_0 bzw. w_{\max} (s. Abbildung 6-10) folgt für die horizontale Waddurchbiegung in halber Wand- bzw. Innensteghöhe:

$$\Delta e_{II} = w_{\max} = \frac{l_0^2}{\pi^2} \left[\kappa_{u,B} + \kappa_{u,A} \left(1 - \frac{\pi^2}{8} \right) \right] \quad \text{Gl. 6-7}$$

Aufbauend auf der Grundlage der Annahmen in Kapitel 6.2.2.1 und Anhang D.3 zu den Bruchkriterien für das vorzeitige Versagen der Querstege infolge Querkzugspannungen bei 80 bis ca. 90% der Bruchlast, wird folgender Bemessungsvorschlag für das finale Stabilitätsversagen der vertikal lastabtragenden Längsstege erarbeitet. Der Bemessungsvorschlag für die einzelnen, durch Spaltrissbildung bzw. Keilbrüche in den Querstegen separierten Längsstege wird nachfolgend durch die Angabe der einzelnen Schritte im Berechnungsverfahren beschrieben.

Zuerst sind die reinen Materialkennwerte des Baustoffes aus dem der Lochstein besteht zu ermitteln und ein lokales Koordinatensystem festzulegen. Für das entwickelte Modell wird angenommen, dass die x-y-Ebene parallel zur Lasteinleitungsfläche des Lochsteins liegt und die z-Achse sich in Lasteinleitungsrichtung befindet (vgl. Abbildung 6-9 und Abbildung 6-11). Als Material- und Geometrie Kennwerte sind folgende Angaben als Basiswerte für das Bemessungsmodell anzugeben:

- Materialdruckfestigkeit f_{cm} bzw. $\sigma_{0,LAC}$
- Trockenrohdichte ρ_{tr}
- mittlere Längstegdicke t
- Anzahl der Längsstege n
- Nettoquerschnittsfläche A_{Netto}
- Steinhöhe $h=l_0$ und Steinlänge l_c
- Achsabstand der Querstege (s. Abbildung 6-11) $a_{i,LAC,x}$
- Horizontale Querbelastung q (N/mm) auf die Längsstege aus der Querverformung der Querstege gemäß Kapitel 6.2.2.1 und Anhang D.3 (s. Abbildung 6-10).

Alle anderen Kennwerte, wie der E-Modul und die Materialzug- bzw. Biegezugfestigkeit sind gemäß den in Kapitel 4 angegebenen empirischen funktionalen Zusammenhängen aus diesen Grundparametern berechenbar.

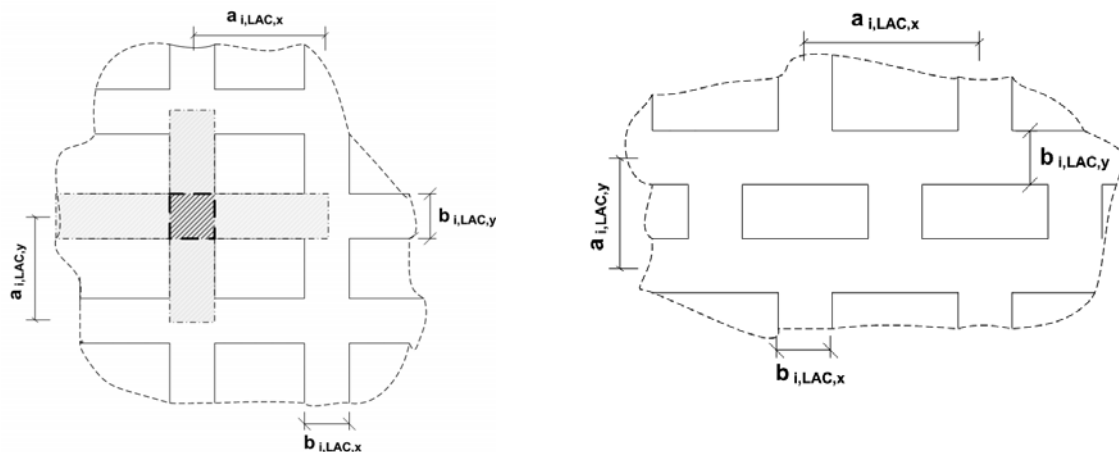


Abbildung 6-11: links: Dem eigenen analytischen Rechenmodell zugrunde gelegte idealisierte Innensteggeometrie; rechts: reale Innensteggeometrien von Lochsteinen und der 3D- FE-Modelle - Angabe von Geometrieparametern

Des Weiteren sind die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung N_z und M_y^I gemäß dem skizzierten statischen System mit durch die versetzte Anordnung der Querstege auf die Längsstege resultierenden Querdruck q zu ermitteln (s. Abbildung 6-10). Als Lasteinflussbreite der Belastung aus den versetzten Querstegen wird der Achsabstand der Querstege im Lochstein angesetzt (vgl. Abbildung 6-11). Für die vertikale Belastung der Querstege wird idealisierend angenommen, dass nach dem Auseinandersplitten der Querstege die maximal getestete Last F_{max} für Lochsteine gleichmäßig auf die Längsstege umzuverteilen ist. Als anfängliche Imperfektion wird, wie bereits im Vorfeld beschrieben, eine Ausmitte von

- $e_a = l_0/400$ nach DIN 1045-1 angesetzt.
- Eine mögliche Kriechausmitte e_k wird vernachlässigt, da die vergleichend anzusetzenden Steindruckversuche auch Kurzzeitbelastungen sind. Zukünftig kann bei Bedarf und bei weiteren experimentellen Versuchen zum Kriechen von LAC diese Ausmitte aber noch im Bemessungsmodell eingepflegt werden.

Die Biegesteifigkeit der Längsstege B_y wird gemäß den Vorschlägen von /Gol08/ und /Gun00/ aus dem Tangentenmodul E_T nach dem Materialansatz von Ritter bzw. EC 2 (s. Kapitel 2) wie folgt berechnet:

$$B_y = E_T \cdot I_y \cdot \sqrt{(1 - N_z / (2A_m \cdot f_c))}$$

Mit:

E_T = Tangentenmodul gemäß Materialgesetz nach Ritter;

I_y = Flächenträgheitsmoment um die schwache Achse;

A_m = mittlere Querschnittsfläche der Längsstege;

N_z = vertikale Belastung; f_c = einaxiale Druckbelastung

Gl. 6-8

Die Knicklänge eines einzelnen Innensteges ergibt sich gemäß der Theorie von Euler zu:

$$h_k = \pi \cdot \sqrt{(B_y / N_z)}$$

Gl. 6-9

Die zunehmenden Krümmungen κ der ursprünglich geraden Längsstegachse werden, um den Stabilitätsnachweis in Anlehnung an /Hal69/, /Kri91/ und /Heg07/ durch den Nachweis des meistbeanspruchten Querschnitts zu ersetzen, ebenfalls mit der in Abbildung 6-10 angenommenen sinusförmigen Biegelinie hergeleitet. Gemäß /Gun00/ kann folgender Näherungsansatz nach Schwartz zur Berechnung der Krümmungen κ für Wandbaustoffe verwendet werden:

$$\kappa = \frac{t}{h_k^2} \cdot 4,1 \cdot \tan(2,4 \cdot e_{I,II} / t) \cdot [1 + \tan^2(2,4 \cdot e_{I,II} / t)]$$

Gl. 6-10

mit: Winkel $(2,4 e_{I,II}/t)$ im Bogenmaß zu berechnen

Mit Hilfe der so bestimmten κ -Werte auf halber Innensteghöhe und im oberen und unteren Bereich der Lasteinleitungsplatten mit Einspannwirkung durch behinderte Querdehnung, kann die maximale horizontale Längstegausbiegung $w_{\max} = f(\kappa_{u,B}, \kappa_{u,A})$ nach Gl. 6-7 berechnet werden.

Die zusätzlichen horizontalen Auslenkungen bzw. Zusatzausmitten infolge Formänderungen nach Theorie II. Ordnung werden durch die Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung iterativ wie folgt berechnet:

- $w_{\max, i+1} = w_{i, \max} + e_a + e_k$;
mit $e_k=0$ für die untersuchten Kurzzeitbelastungen und $i=0,1,2,\dots,n$
- Moment nach Theorie II. Ordnung: $M_{y, i+1}^{\text{II}} = M_{y, i}^{\text{I}} + \Delta M_i$
mit $\Delta M_i = N_z \cdot w_{i+1}$
- Dabei wird als Iterationsgrenze infolge der relativ kleinen Belastungen im Vergleich zu großformatigen Wandscheiben aus dem Beton- und Mauerwerksbau eine geringere Variation der Momente für den letzten Iterationsschritt mit 0,01% statt 0,1% /Gun00/ zugelassen.
 $\Delta_{i, i+1} = (M_{y, i+1}^{\text{II}} - M_{y, i}^{\text{II}}) \cdot 100 / M_{y, i}^{\text{II}} [\%] \leq 0,01\%$

Der *Nachweis* der Tragfähigkeit wird auf Grundlage von statistisch abgesicherten Materialkennwerten bzw. Mittelwerten der Festigkeiten bei geringem Stichprobenumfang, wie folgt geführt:

- 1) Berechnung der bezogenen Ausmitte: $e_{\text{tot,II}}/t \leq M_{y, i}^{\text{II}}/(N_z \cdot t)$
- 2) Zulässigkeit der Klaffung bis zur Querschnittsmitte mit zul. $e_{II}/t < 0,3$
- 3) Berechnung des Traglastwiderstandes: $N_{\text{uz}}^{\text{II}} = t \cdot f_c \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{tot,II}}/t) \geq \Phi_{II} \cdot t \cdot f_c \cdot b \cdot \alpha_q \geq N_z$, für den Fall, dass die Tragfähigkeit der Wandscheiben bzw. Innenstege noch nicht erreicht ist. Mit:

$\alpha_q=0,7 - 0,95:$	Empirischer Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Lochanteils bzw. Querstegeinflusses und der Maßhaltigkeit der Proben/ Steine einer Prüfsrie
$\Phi_{II}:$	Traglastfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses nach Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit der Lastausmitte e und der Probenschlankheit gemäß Bemessungsansatz in DIN EN 1520
$N_z:$	spezifische vertikale Belastung auf einen einzelnen Innenstegs

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Längsdruckkraft N_{uz}^{II} stellt in Anlehnung an DIN EN 1520 (vgl. Kapitel 2) die Tragfähigkeit des Querschnitts dar, der als zentrisch belastet angesehen werden kann. Dabei wird nur der durch den Ansatz eines Spannungsblocs überdrückte Querschnittsteil $A_c=(1-2e_{tot,II}/t)$ in Ansatz gebracht.

Bei Tragwerken, die in horizontaler Richtung z.B. durch die im Steinsystem anfänglich vorhandenen Querstege und Einspannwirkung der Lastenleitungsplatten genügend ausgesteift sind, dürfen nach DIN EN 1520 die lotrechten Druckspannungen und quergerichteten Spannungen gemeinsam betrachtet werden. Dabei werden die Längsstege für die größte resultierende Lastexzentrizität auf halber Steghöhe untersucht. Bei der Bestimmung der Gesamtexzentrizität $e_{tot,II}$ werden die Lastexzentrizitäten nach Theorie I. Ordnung, eine Vorkrümmung und quergerichtete Lasten infolge der Querdehnung der Querstege um beide Hauptachsen berücksichtigt.

Für eine spezifische vertikale Belastung N_z bzw. für eine bezogene Tragfähigkeit N_z/bt kann die Normalkraft, welche zu einem Biegezug- bzw. Biegedruckversagen im Randbereich des Stegquerschnitts führt, in Anlehnung an /Gol08/ wie folgt abgeschätzt werden:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M_y''}{W} \leq f_c \quad \text{Biegedruckspannungen im Querschnitt} \quad \text{Gl. 6-11}$$

$$\sigma_t = \frac{-N}{A} + \frac{M_y''}{W} \leq f_{t,flk} \quad \text{Biegezugspannungen im Querschnitt} \quad \text{Gl. 6-12}$$

• Beispiel der Berechnung der Traglast für den Lochstein V2

Gemäß den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 5.2 zu Schlankheits- und Geometrieeffekten und in Anhang D.3 zur Herleitung einer Bruchbedingung für das Querstegversagen, wird auch der Ansatz des Stabilitätsversagens der Längsstege am Beispiel des für dieses Projekts eigens produzierten Referenz-Lochsteins V2 des Typs Vbl SW 2 auf eine praxisorientierte Anwendung überprüft. Die Materialkennwerte des verwendeten LAC- Betons wurden bereits eingehend in Kapitel 4 und 6.1 beschrieben. Deshalb ist in nachfolgender Tabelle 6-5 die iterative Bestimmung des Momentes nach Theorie II. Ordnung entsprechend dem zuvor im Einzelnen dargestellten Berechnungsablauf wiedergegeben. Eine ausführliche Beschreibung der einzelnen Rechenschritte ist im Anhang D.5 exemplarisch für die Lochsteinserie V2 dargestellt. Für die Berechnung sind dabei folgende grundlegende Material- und Geometrieparameter des zu untersuchenden Lochsteintyps zu Grunde gelegt worden:

- $E_{längs} = 4000 \text{ N/mm}^2$
- $h_{St} = l_0 = 238 \text{ mm}$
- $b = l_c = 497 \text{ mm}$
- Steindruckfestigkeit: $\beta_{D,St}^N = 4,33 \text{ N/mm}^2$
- Nettoquerschnittsfläche: $A_{Netto} = 119757 \text{ mm}^2$
- Mittlere Längsstegdicke $t = 22 \text{ mm}$
- Materialdruckfestigkeit: $f_c = \sigma_{0,LAC} = 6,48 \text{ N/mm}^2$

- Materialbiegezugfestigkeit: $f_{t,flk} = 0,81 \text{ N/mm}^2$
- Anzahl der Längsstege $n = 10$

Damit ergibt sich die gleichmäßig angenommene experimentelle Längsstegbelastung zu:

- $N_{z,exp} = \beta_{D,St}^N \cdot A_{Netto} / n = -51855 \text{ [N]}$

Der Vergleich zu der im Versuch über eine gleichmäßig angenommene Spannungsverteilung über die einzelnen Längsstege im Stein ermittelten maximalen Normalkraft $N_{z,exp}$ im Versagenszustand der Steine, nach zuvor erfolgter Aufspaltung der Querstege zeigt, dass die berechnete Tragfähigkeit der einzelnen, nicht mehr durch Querstege ausgesteiften Innenstege überschritten wird. Somit kann ein Stabilitätsversagen der einzelnen Längsstege nach dem lokalen Aufspalten von Quersteinen mittels des vorgeschlagenen analytischen Bemessungsmodells nachvollzogen werden. Die reduzierte Systemtragfähigkeit infolge der Stegverformungen ergibt sich mit $e_{tot,II} = M'' / N_z$ zu:

$$N_{uz}'' = t \cdot b \cdot f_c \cdot (1 - 2e_{tot,II} / t) = -48364 \text{ [N]} \leq N_{z,exp} = -51855 \text{ [N]}$$

Gl. 6-13

→ kein ausreichender Tragwiderstand in Form von Normalkraftwiderstand vorhanden!

Tabelle 6-5: Bestimmung des Momentes nach Theorie II. Ordnung für die Längsinnenstege des Blocks der Versuchsserie V2

Schritt i	$\kappa_{u,B}$ (mm ⁻¹)	$\kappa_{u,A}$ (mm ⁻¹)	w_i (mm)	w_{i+1} (mm)	ΔM_{i+1} (Nmm)	$M''_{(i+1)}$ (Nmm)	$\Delta_{i,i+1} = (M''_{y,i+1} - M''_{y,i}) \cdot 100\% / M''_{y,i}$ (%)
0	1,5038E-05	3,0315E-05	0,05	0,64	33221	138874	0,00
1	1,1065E-04	3,0315E-05	0,59	1,19	61676	167329	20,49
2	1,4065E-04	3,0315E-05	0,77	1,36	70604	176257	5,34
3	1,5100E-04	3,0315E-05	0,83	1,42	73684	179337	1,75
4	1,5469E-04	3,0315E-05	0,85	1,44	74782	180435	0,61
5	1,5602E-04	3,0315E-05	0,85	1,45	75178	180831	0,22
6	1,5650E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75321	180974	0,08
7	1,5668E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75373	181026	0,03
8	1,5674E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75392	181045	0,01
9	1,5676E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75399	181052	0,004
10	1,5677E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75401	181054	0,001
11	1,5677E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75402	181055	0,000

Schranke bei $\Delta_{i,i+1} < 0,01\%$

Die Bruchlast des gesamten Lochsteins ergibt sich nachfolgend durch Multiplikation der berechneten maximalen Traglast des einzelnen Längssteges, der nach dem initialen Versagen der Querstege die vertikalen Lasten abträgt, mit der Anzahl n der Längsstege im Lochstein:

$$F_{Bruch_Stein} = N_{uz}'' \cdot n = -48364 \cdot \frac{10}{1000} = 483,6 \text{ [kN]}$$

Gl. 6-14

Die Bruchlast der real getesteten Lochsteine der Serie V2 liegt nach 28 Tagen im Bereich zwischen $430 \leq F_{Bruch_Stein} \leq 550 \text{ kN}$, wobei der Mittelwert aus 12 getesteten Steinen 472 kN beträgt. Die Variation der Testserie liegt demnach nach 28 Tagen bei $v=9,1\%$. In Anbetracht der Streuung der einzelnen Testserien, die für die Marktstudie sogar bis zu einem Variationskoeffizient von $v=20\%$ streuten, kann festgestellt werden, dass bereits mittels des vorgestellten Modells recht gut die Traglast nach 28 Tagen abgeschätzt wird. Druckversuche des gleichen Lochsteins aus der gleichen Produktionscharge nach 158 und 195 Tagen belegen zudem, dass die Traglast des Lochsteins infolge fortschreitender Hydratation noch gestiegen ist. Demnach liegt der Mittelwert nach 195 Tagen sogar bei 551,5 kN, so dass mittels des Modells die Traglast eines zu einem späteren Zeitpunkt vermaurten Steins auf der sicheren Seite bestimmt werden kann.

Vereinfachend kann, wie der nachfolgende Vergleich zeigt, die Traglast N_{uz}'' auf der sicheren Seite in Anlehnung an DIN EN 1520 auch wie folgt abgeschätzt werden, wenn eine Einspannwirkung aus Reibung und Querdehnungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich vernachlässigt wird:

$$N_{uz}'' = \Phi_{EN1520}'' \cdot t \cdot f_c \cdot b \cdot \alpha_q = 0,8 \cdot 497 \cdot 22 \cdot 6,48 \cdot 0,85 = -48180 \text{ [N]} \leq N_{z,exp} = -51855 \text{ [N]}$$

Gl. 6-15

mit: Φ_{EN1520}'' Ablesung aus Diagramm gemäß Kapitel 2- DIN EN 1520

→ kein ausreichender Tragwiderstand in Form von Normalkraftwiderstand vorhanden!

Es kann also durch die Verwendung der Näherungslösung nach DIN EN 1520 das beschriebene Bemessungsverfahren mit hinreichender Genauigkeit durch die Verwendung des Abminderungsfaktors Φ_{EN1520}'' noch weiter vereinfacht werden. Allerdings ist dann noch ein zusätzlicher empirischer Reduktionsfaktor α_q zum Einfluss des Loch- bzw. Quersteganteils auf die Traglast in Bezug auf die Materialfestigkeit einzuführen.

Gemäß dem Ansatz der Gleichungen Gl. 6-11 und Gl. 6-12 würde infolge der berechneten Biegeverformungen des Querschnitts nach Theorie II. Ordnung an den maßgebenden äußeren Querschnittsrändern eine Druckkraft infolge Biegedruckspannung von -62779 [N] und eine Zugkraft auf der Biegezugseite des Querschnitts von 4275 [N] wirken. Somit überschreiten auch die äußeren Randspannungen bzw. Randdruck- und -zugkräfte die Materialfestigkeit des Innenstegs im untersuchten Lochstein.

Des Weiteren verdeutlicht der Vergleich mit der aus den Interaktionsdiagrammen abgeleiteten Ausmitte $e_{tot}=1,32$ mm für die Längsstegscheiben V2-T3-22 (Höhe $h=238$ mm) nach Anhang D.2, dass dieses Resultat gut zu der mittels des praxisorientierten Ansatzes über die Momenten- Krümmungs- Beziehung berechneten maximalen horizontalen Verformung w_{max} passt. Für den maßgebenden Querschnitt ergibt sich auf halber Wandhöhe mit einer Ausmitte von $e_{tot}=w_{max}=1,45$ mm eine recht gute Übereinstimmung. Somit findet dieses praxisgerechte Traglastmodell auch im Vergleich zu anderen Berechnungsverfahren eine Bestätigung.

6.3 Validierung des Modells an Mauersteinen aus der Marktstudie

Zur Überprüfung des in Kapitel 6.2 vorgestellten analytischen Ingenieurmodells zur Prognostizierung der Tragfähigkeit von Lochsteinen gegenüber der Materialfestigkeit wurden zudem die experimentell bestimmten Traglasten von zwei weiteren Wärmedämmsteinen aus LAC aus der Marktstudie nachgerechnet. Diese Analyse soll zeigen, dass das am Lochstein der Versuchsserie V2 aus Kapitel 5.2 hergeleitete Traglastmodell eine Allgemeingültigkeit für Lochsteine mit gitterförmiger Innenstegstruktur hat und unabhängig der Lochkammer- sowie Innenstegabmessungen und der verwendeten Leichtzuschläge angewendet werden kann.

Die Abbildung 6-12 zeigt die Lochsteingeometrien der zwei aus der Marktstudie ausgewählten Leichtbetonsteine zur Überprüfung des Traglastmodells. Der erste Stein mit der internen Steinkennung E besteht aus Bimsleichtbeton mit einem Größtkorndurchmesser der leichten Gesteinskörnung von 16 mm. Es handelt sich bei diesem Stein, genau wie für den zuvor im Detail untersuchten Lochstein der Versuchsserie V2, um einen klassischen Wärmedämmstein als Vollblock des Typs Vbl SW 2 mit versetzten Längsschlitzten (s. Abbildung 6-12, links). Der zweite Stein ist dagegen ein Hohlblockstein (Marktstudienkennzeichnung K) mit deutlich breiteren Luftkammern, die zudem mit einer mineralischen Perlitfüllung zur Wärmedämmung verfüllt sind (s. Abbildung 6-12, rechts). Der verwendete Blähtonleichtzuschlag weist bei diesem Stein einen Größtkorndurchmesser von 8 mm auf. Für beide zusätzlich untersuchten Steine besteht somit ein Größtkorn- zu Mindestkantenlänge der Innensteg- Verhältnis zwischen 1,9 und 2,4. Das Verhältnis für den für die Modellbildung verwendeten Referenzstein V2 beträgt ca. 2,0. Wie bereits in Kapitel 5.1 detailliert erläutert, konnte für alle untersuchten Wärmedämmsteine der Marktstudie aus LAC ein Verhältnis in der Größenordnung um 2,0 festgestellt werden. Damit kann der in Kapitel 5.1 diskutierte Einfluss des Befüllungs- und Verdichtungs- sowie des Größeneffektes über den Ansatz der Materialkennwerte für den einzelnen Stein als konstant betrachtet werden.

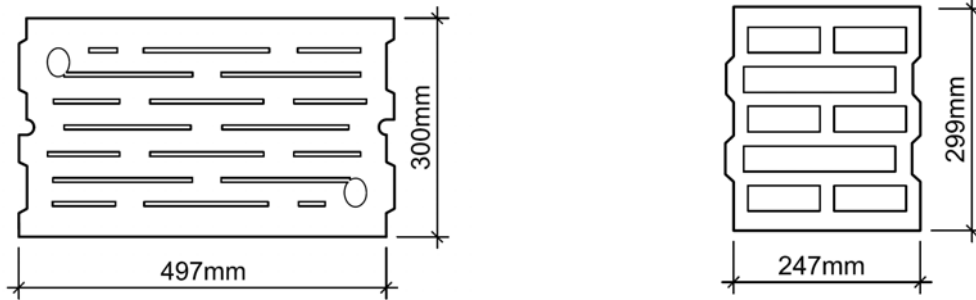


Abbildung 6-12: Lochsteingeometrie des Vbl-SW- Blocks E (links) und Hbl-Blocks K (rechts)

Zusätzlich wird für den Vbl- Lochstein mit der Kennung E, genauso wie für die Versuchsserie V2 ein Prüfkörper S1 als Steinausschnitt mit 2 Luftkammern durch vertikale Sägeschnitte hergestellt und im Druckversuch getestet (s. Abbildung 6-13). Diese Lochsteinausschnitte erhalten nachfolgend die Bezeichnung E-S1.

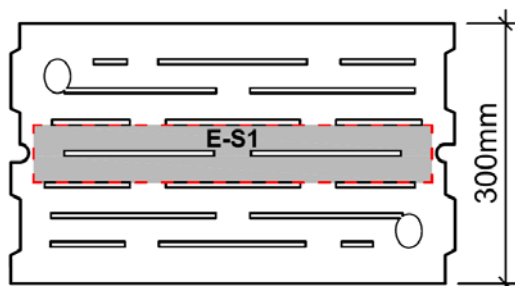


Abbildung 6-13:

Darstellung des Zuschnitts des Lochsteins E zum Erhalt eines Lochsteinausschnittes mit 2-Luftkammern namens E-S1

Als Materialdruckfestigkeit f_c werden zur analytischen Berechnung der Lochsteintragfähigkeit gemäß den Herleitungen in Kapitel 6.2.2, die getesteten Druckfestigkeiten an aus Innenstegen geschnittenen Steinscheiben der Höhe 80 mm angesetzt (vgl. Abbildung 6-14, unten für Block E). Dies geschieht in Ermangelung von vorliegenden Vollsteinen bzw. Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge, die für die Lochsteine der Marktstudie nicht aus demselben Beton und Produktionscharge wie für die eigenen Versuche der Serien V1 und V2 gewonnen werden können. Allerdings zeigte die Gegenüberstellung der Würfel- bzw. Vollsteinfestigkeit zu den Scheibenversuchen aus Innenstegen mit einer Höhe von 80 mm für die eigenen Vergleichsuntersuchungen in Kapitel 5.2, eine gute Übereinstimmung der Testresultate (Umrechnungsfaktor 1,0). Ein Einfluss der Schlankheit für Innenstegscheiben mit getesteten Höhen von 80 mm (Serie T1) wird folglich ausgeschlossen. Auch zeigte sich für Innenstege aus Lochsteinen der Marktstudie auf Basis von anderen LAC- Betonen mit verschiedenen Bims- und Blähtonzuschlägen ein ähnliches Abhängigkeitsverhältnis von mechanischer Schlankheit $\bar{\lambda} = h_0/i$ zur Druckfestigkeit, wie dies ebenfalls für die eigenen Testreihen an Steinscheiben aus den Voll- und Lochsteinen der Serien V1 und V2 festgestellt wurde (s. Abbildung 6-14, unten). Dabei wurden wiederum Innenstegscheiben mit einer konstanten Breite von 80 mm aber variierenden Höhen der Testserien T1 (80 mm), T2 (175 mm) und T3 (238 mm) geprüft. Die Dicke der kleinformatigen Wandscheiben t ist durch die Innensteggeometrie im jeweiligen Lochstein vorgegeben. Zusätzlich zu den beschriebenen Steinen E und K, wurden für diese Untersuchungen vergleichend auch Innenstegscheiben aus dem Stein D der Marktstudie aus Bimsleichtbeton getestet. Für alle zur Validierung des Materialansatzes zusätzlich untersuchten Innenstege, ergibt sich wiederum tendenziell die bereits bekannte Tragfähigkeitskurve in Abhängigkeit der Stegslankheit (s. Abbildung 6-14, oben).

Die Auswertungen der mittleren erzielten Druckfestigkeiten unter Angabe der Standardabweichung für die Scheibenversuche mit unterschiedlichen Schlankheitsgraden durch Variation der Steghöhen sind für die Stegscheiben aus dem Block K in Abbildung 6-15 dargestellt.

Alle anderen für das vorgestellte Traglastmodell von Lochsteinen benötigten Materialparameter können aus der experimentell bestimmten Druckfestigkeit f_c der Steinscheiben der Serie T1 und ermittelten Trockenrohdichten der LAC gemäß den Darlegungen in Kapitel 2 und 4 abgeleitet werden.

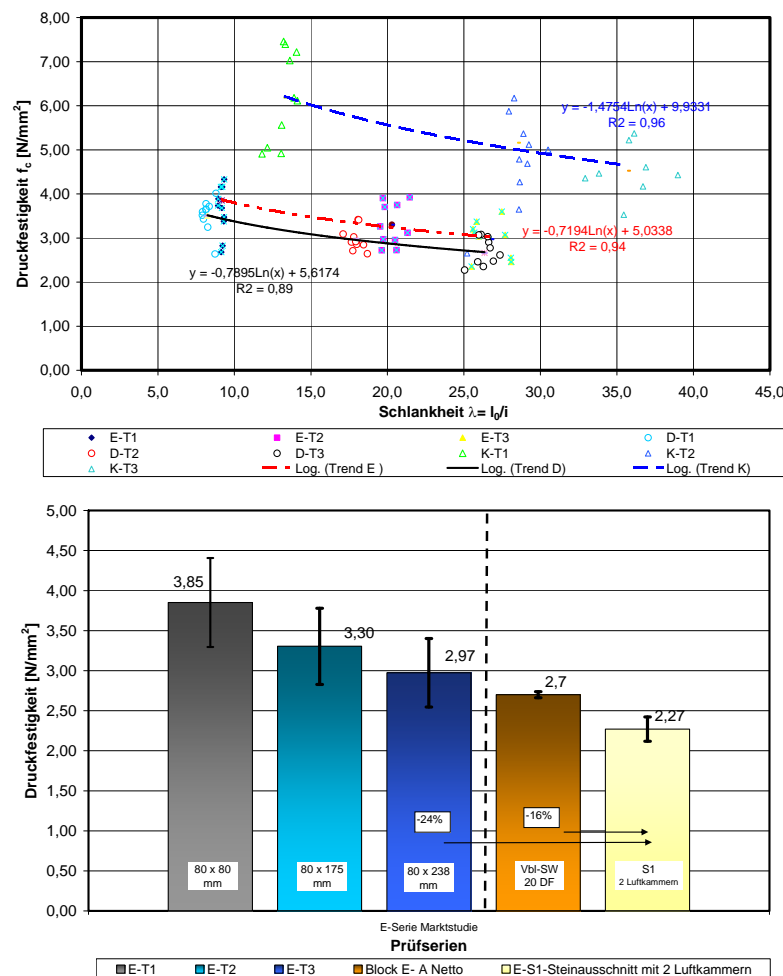


Abbildung 6-14: Zusammenhang zwischen der Längsstedruckfestigkeit und der Schlankheit $\lambda = h_0/i$ für Stege aus Lochsteinen der Marktstudie (oben); unten: Mittelwerte der Scheibenversuche vergleichend zu der mittleren Netto- Lochsteindruckfestigkeit für den Block E

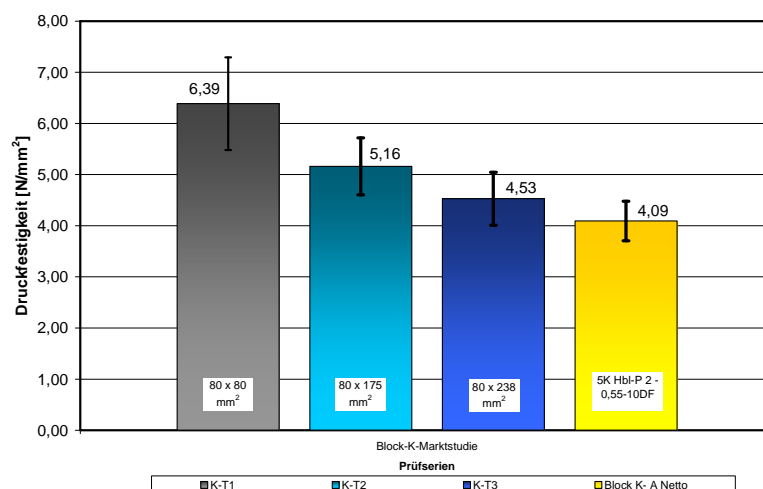


Abbildung 6-15: Mittelwerte der Scheibenversuche unter Angabe der Standardabweichung (Streubalken) vergleichend zu der mittleren Netto-Lochsteindruckfestigkeit für den Block K der Marktstudie (gelber Balken)

Die einzelnen Berechnungsschritte und die Überprüfung des Bruchkriteriums für das Versagen der Querstege in Anlehnung an *Berndt /Ber96/*, */Ber00/* für diese vom Referenzstein abweichenden Steingeometrien und LAC-Materialien sind im Detail in Anhang D.6 vorgestellt.

• Stabilitätsversagen der Längsstege für den Lochstein E

Im weiteren Verlauf wird auch das, auf das Querstegversagen schlagartig folgende Stabilitätsversagen der Innenlängsstege für den Lochstein E der Marktstudie exemplarisch analysiert. Es werden dazu der in Kapitel 6.2.2.2 beschriebene Berechnungsablauf zur iterativen Bestimmung der Momente und Ausmitten nach Theorie II. Ordnung und die dort angegebenen Randbedingungen, wie die Bernoulli-Hypothese berücksichtigt. Die nachfolgende Tabelle 6-6 zeigt die Berechnungsergebnisse der iterativ bestimmten Krümmungen κ der Stabachse, der seitlichen Auslenkung der Längsstegachse w_{\max} , sowie der berechneten Momente nach Theorie II. Ordnung in halber Längsteghöhe.

Als Endergebnis ist ersichtlich, dass auch für diesen Stein für die experimentell bestimmte Normalkraftbelastung $N_{z,\exp}$ der Längsstege kein ausreichender Tragwiderstand aufgrund der getesteten Materialkennwerte rechnerisch nachgewiesen werden kann. Die Berechnung ergibt eine maximale Tragfähigkeit der Innenstege des Lochsteins E unter Beachtung der Querschnittsreduzierung infolge von Rissbildungen auf der Zugseite unter Ansatz des Spannungsblocks (Abminderungsfaktor Φ_{II}) von $N_{uz}^{II} = -45067$ [N]. Dagegen wurde aus den getesteten LAC-Festigkeitswerten an kleinformatigen Wandscheiben (E-T1-80x80 mm²) experimentell bei einer angenommenen gleichmäßigen Verteilung der einwirkenden Flächenpressung eine Last von $N_{z,\exp} = 46578$ [N] pro Längsteg ermittelt. Die Lochsteinfestigkeit berechnet sich dann durch die Multiplikation mit der Steganzahl zu 360,5 kN. Getestet wurde innerhalb der Marktstudie für die Lochsteine der Serie E eine mittlere Bruchlast für eine Prüferie von 6 Steinen von 371,3 kN.

Tabelle 6-6: Berechnung der Momente nach Theorie II. Ordnung zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit der Innenstege des Lochsteins E aus der Marktstudie

Schritt i	$\kappa_{u,B}$ (mm ⁻¹)	$\kappa_{u,A}$ (mm ⁻¹)	w_i (mm)	w_{i+1} (mm)	ΔM_{i+1} (Nm)	$M_{(i+1)}^{II}$ (Nm)	$\Delta_{i,i+1} = (M_{y,i+1}^{II} - M_{y,i}^{II}) * 100\% / M_{y,i}^{II}$ (%)
0	2,9782E-05	6,3026E-05	0,086	0,681	31738	237988	0,00
1	1,2735E-04	6,3026E-05	0,646	1,241	57819	264070	10,96
2	1,4934E-04	6,3026E-05	0,773	1,368	63699	269949	2,23
3	1,5473E-04	6,3026E-05	0,803	1,398	65138	271388	0,53
4	1,5607E-04	6,3026E-05	0,811	1,406	65497	271747	0,13
5	1,5641E-04	6,3026E-05	0,813	1,408	65587	271837	0,03
6	1,5649E-04	6,3026E-05	0,814	1,409	65609	271860	0,01
7	1,5651E-04	6,3026E-05	0,814	1,409	65615	271866	0,00

Mit:

- $N_{z,\exp} = -46578$ [N] > $N_{uz}^{II} = f_c \cdot t \cdot b \cdot (1 - 2e_{tot,II}/t) = -45067$ [N] kann somit keine ausreichende Tragfähigkeit der Längsstege infolge der Stabverformungen nach Theorie II. Ordnung mehr nachgewiesen werden, wodurch es real zu einem Stabilitätsversagen kommt.
- Des Weiteren kann nachgewiesen werden, dass es infolge des Zusammenwirkens von lotrechter Beanspruchung und Biegezugsspannungen durch die zunehmende Verformung der Stegachse im Endzustand zu Randspannungen kommt, die die Materialdruck- und Zugfestigkeit nach Gl. 6-11 und Gl. 6-12 überschreiten. Bei Annahme einer Materialdruckfestigkeit von $f_{cm} = 3,85$ N/mm² und einer Biegezugfestigkeit $f_{t,flk} = 0,57$ N/mm² des Bimsleichtbetons unter Berücksichtigung des Maßstabeffektes nach Kapitel 5.1 sowie der berechneten Momente infolge Theorie II. Ordnung, können für den Druckrandbereich des auf Biegung belasteten Längsstegs eine maximal ertragbare Drucknormalkraft von $N_{z,Dmax} = -39423$ [N] und eine Zugnormalkraft für den Einzugsbereich im mittleren Achsabstand der Querstege $a_{i,LAC,x}$ von $N_{z,Zmax} = 3603$ [N] zurückgerechnet werden.

6.4 Fazit zum analytischen Bemessungsmodell

Als Fazit lässt sich aus diesen weiteren Untersuchungen ableiten, dass

- das Verhalten der aus den Lochsteinstegen geschnitten Wandscheiben ähnlich zu den Materialverhalten der Wandscheiben aus dem Referenzlochstein V2 ist. Die Druckfestigkeit sinkt ebenfalls mit Zunahme des mechanischen Schlankheitsgrades $\lambda = h_0/i$ von 8 bis max. 36 deutlich ab.
- auch die experimentell festgestellte Nettosteindruckfestigkeit im Mittel um ca. -10% geringer ist, als die von gleichhohen einzelnen Wandscheibe für beide untersuchten Steine E und K. Zusätzlich liegt die Nettodruckfestigkeit des Lochsteinausschnittes E-S1 noch einmal -16% unterhalb der Nettodruckfestigkeit des gesamten Lochsteins E (vgl. Abbildung 6-14). Dies ist ebenfalls ähnlich dem Verhalten welches in Kap. 5.2.4 für den eigens produzierten Referenzlochstein V2 festgestellt wurde.
- ein Stabilitätsversagen der Längsstege nach dem Aufspalten der Querstege über die M- κ -Beziehungen berechnet werden kann. Unter Berechnung der Biegemomente nach Theorie II. Ordnung und Auflösen des Bemessungsansatzes nach der max. möglichen Auflast N_{uz}^{II} gemäß Gl. 6-11 und Gl. 6-12 kann gezeigt werden, dass auf der Biegezugseite der schlanken Innenstege die einwirkende Normalkraft unter Annahme einer gleichförmigen Belastung des Steinquerschnitts größer als die Tragfähigkeit des Querschnitts unter Ansatz der charakteristischen Druck- und Zugfestigkeit ist.
- die berechneten Bruchbedingungen zum Aufspalten der Querstege nach dem analytischen Modell in Anlehnung an dem Vorschlag von Berndt /Ber96/ mit den experimentell bestimmten Materialkennwerten für den Referenzstein V2 und für die Steine E und K sowie den Steinausschnitt E1 der Marktstudie gut angenähert werden können (s. Abbildung D-15). Allerdings sind noch eine größere Anzahl an Versuchen mit unterschiedlichen Lochsteingeometrien notwendig, um das vorgeschlagene Bruchkriterium eingehender für Steine aus LAC mit gitterförmiger Lochstruktur validieren zu können.
- Zukünftig könnte das Modell noch durch den Einfluss von Langzeitverformungen z.B. infolge von Kriechen ϵ_k , sowie durch den Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten γ_m und Beiwerten zur Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen α ergänzt werden, wie dies bereits für Bemessungsmodelle aus dem Massivbau bekannt ist. Dazu wäre allerdings eine systematische Erweiterung der Datenbasis an Materialkennwerten von LAC erforderlich, wobei die so gewonnenen Daten gemäß Kapitel 6.1.1 statistisch z.B. nach dem Weibull-Modell oder in Abhängigkeit der Güte von Modell zu experimentellen Daten nach der Gauß'schen Normalverteilung zu beurteilen sind. Dieses Vorgehen ist bereits für gefügedichte Betone gängige Praxis und kann der allgemeinen Literatur wie /Tue07/ entnommen werden.

7 PROTOTYPENTWICKLUNG AM BEISPIEL VON SANDWICH- UND VERBUND-KONSTRUKTIONEN

7.1 Hintergrund der Prototypentwicklung

Wie aus der Marktstudie in Kapitel 3 (Abbildung 3-11) hervorgeht, sind für monolithische Mauersteine bei wirtschaftlichen Wanddicken bis 36,5 cm nur mäßige Wärmedurchgangskoeffizienten U bzw. Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit λ bei relativ niedrigen Druckfestigkeiten im Vergleich zu Systemen mit einer Funktionstrennung von tragender und dämmender Schicht zu erwarten. Die Untersuchungen und rechnerischen Analysen zur Marktstudie belegen, dass sich relativ schlanke und wirtschaftliche Wandkonstruktionen unter thermischen Gesichtspunkten auch nicht wirklich über die Füllung von größeren Luftkammern von Hohlblöcken mit Dämmstoffstecklingen erreichen lassen. Zwar können durch solche Maßnahmen die Wärmeleitfähigkeiten der Mauersteinprodukte gesenkt werden, aber gleichzeitig ist auch mit einer deutlichen Reduktion der Traglast aufgrund der filigranen Innenstege im Vergleich zu Vollsteinen ohne Lochung zu rechnen (s. Vergleich in Abbildung 3-11).

Dies belegen auch besonders deutlich die detaillierten Untersuchungen zum Einfluss des Größen- bzw. Schlankheits- und Verdichtungs- bzw. Befüllungseffektes in Kapitel 5 auf die resultierende Traglast von kleinformatigen Wandscheiben aus Innenstegen von Lochsteinen und an Lochsteinausschnitten. Aus diesen Untersuchungsergebnissen ist daher abzuleiten, dass zur Sicherstellung der Traglast kompakte innenliegende LAC- Tragschalen ohne Lochung günstiger sind, als Steine mit Lochkammersystemen. Diese Detailanalysen führen zu der nachfolgend vorgestellten Vorgehensweise bei der Entwicklung von Verbund- und Sandwichmauersteinen.

Demgegenüber bieten Sandwichkonstruktionen im Vergleich zu einschaligen Mauerwerkskonstruktionen durch die klare Funktionstrennung von tragender und dämmender Schicht direkt in einem Stein integriert den Vorteil, dass in nur einem Arbeitsgang beim Aufmauern der Steine die Dämmschicht bereits errichtet wird. Ein nachträgliches witterungsabhängiges Anbringen von z.B. einem Wärmedämmverbundsystem (WDVS) mittels Kleber samt des nachträglichen Setzens von Dämmstoffdübeln bzw. Mauerwerksankern für eine Vorsatzschale kann durch dreischalige Sandwichkonstruktionen vermieden werden. Dadurch lassen sich die Bauzeit und Sekundärkosten, wie z.B. für Kran- und Gerüstmieten reduzieren.

Zudem ist zusätzlich zu beachten, dass bei immer besser dämmenden Mauersteinen der prozentuale Einfluss von Mörtelfugen auf den resultierenden U -Wert der Wand ansteigt. Unsachgemäß ausgeführte Fugen und Ecken können dabei wesentlich zu bauphysikalischen Schäden führen, denn früher lagen die für Normalfugen verwendeten Leichtmörtel mit $\lambda=0,21$ W/mK (LM 21) im Bereich der Wärmeleitfähigkeit der Steine. Die heutzutage angebotenen monolithischen Hohlblock-Steine mit integrierten Dämmstoffstecklingen in den Luftkammern weisen allerdings aufgrund des zunehmenden Konkurrenzdrucks deklarierte Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeit von unter 0,08 W/mK auf. Somit ist der Unterschied zwischen der Wärmeleitfähigkeit besonders von Dickbett- bzw. Mittelbettfugen (12 bzw. 6 mm) mit LM 21, aber auch evtl. unsachgemäß ausgeführten Dünnbettmörtelfugen von 1 bis 3 mm Dicke beträchtlich. Außerdem bringt der Einsatz von Vollsteinen ohne Lochung, wie sie bei den nachfolgend vorgestellten Konstruktionen als tragende Schale dienen, neben den bereits genannten bauphysikalischen Vorzügen für Sandwichlösungen, auch eindeutige Vorteile im Hinblick auf die Verarbeitung und Statik (Aussparungen und Schlitze für Installationen).

7.1.1 Vorüberlegungen zur Prototypentwicklung

Im Folgenden wird der Entwurf und die Entwicklung von Wärmedämmblöcken mit dem Ziel, U -Werte zwischen $0,15 \leq U \leq 0,32 \text{ W/m}^2\text{K}$ zu erreichen, vorgestellt. Insgesamt wird der zu untersuchende Bereich so gewählt, dass wirtschaftliche Gesamtwanddicken $< 42 \text{ cm}$ resultieren und dennoch der maximal zulässige Grenzwert für Außenwandkonstruktionen ($U_{\max} \leq 0,32 \text{ W/m}^2\text{K}$) des neuen Règlement grand-ducal /REG07/ eingehalten wird. Vernachlässigt werden darf auch nicht, dass eine Einsparung der Dämmstoffdicke, z.B. durch den Einsatz effizienter haufwerksporiger Leichtbetonrezepturen und Steingeometrien eine deutliche Reduktion der Kosten für Primärmaterialien (Dämmstoffe) werden müssen, mit sich führt. Um neben technisch einwandfreie, auch wirtschaftlich konkurrenzfähige Produkte entwerfen zu können, erfolgte die Wahl der zur Prototypentwicklung eingesetzten Leichtbetone (LAC) auf der Grundlage der Preise der Leichtzuschläge und der mechanischen wie thermischen Leichtbetonkennwerte, die wie bereits zuvor im Kapitel 4 dargestellt, in den Laboruntersuchungen ermittelt wurden.

Als Prototypen werden, entsprechend dem Ergebnis der Marktstudie (Kapitel 3) und der Untersuchungsergebnisse an kleinformatigen Wandscheiben aus Voll- und Lochsteinen aus LAC (Kap. 5), nachfolgend verschiedene Varianten von dreischaligen Sandwichblöcken mit innenliegender Kerndämmung und Vorsatzschale aus LAC sowie Verbundsteine mit außenliegender Dämmlage erprobt (Kapitel 7.3). Dabei werden sowohl für den Sandwich- wie Verbundsteintyp verschiedene Varianten der Befestigung der tragenden Leichtbetonquerschnitt zum Dämmstoffkern bzw. zur Vorsatzschale untersucht. Während der Entwicklung gab es vielfältige Überlegungen z.B. auch zum Einsatz von kommerziell erhältlichen Dämmstoffankern bzw. -dübeln, um die Tragschale an die Dämmstofflage zu befestigen. Diese Lösungen schienen allerdings wegen der hohen Materialkosten zu keiner wirtschaftlichen Konzeption zu führen. Auch gilt es, für den Produzenten und die Baustelle möglichst einfache Systeme zu entwickeln, die ohne große Anzahl von Sonderformaten wie speziellen Ecksteinen für z.B. jeweils linke und rechte Innen- und Außenecken, speziellen U- und L-Schalsteinen für Unterzüge usw. verbaut werden können. Trotzdem soll das entwickelte Konzept eine effektive Arbeitsweise auf der Baustelle ermöglichen.

7.2 Verwendete Materialien

7.2.1 Ausgewählte LAC- Rezepturen

Für die praxisrelevante Prototypentwicklung werden von der Vielzahl der in Kapitel 4 vorgestellten LAC- Rezepturen, drei zur weiteren Berechnung der thermischen und mechanischen Eigenschaftskennwerte für beide Typen, der dreischaligen Sandwich- bzw. der zweischaligen Verbundsteinvariante ausgewählt. Grundlegend für die Auswahl der Rezepturen sind ihre günstigen Rohdichte- zu Festigkeits- und Wärmeleitfähigkeitsverhältnisse, wie auch die niedrigen Herstellungskosten der Mischungsrezepturen.

Dies ist zum einen die Mischungsrezeptur „A1“ auf Basis von Blähtonzuschlägen mit einer Trockenrohichte von 950 kg/m^3 und einer getesteten Vollsteindruckfestigkeit von $5,6 \text{ N/mm}^2$ sowie zwei weitere Rezepturen (MS1 und MS2) bestehend aus einem Mix aus Blähton-, Normalsand und dolomitischen Kalksplittzuschlägen. Die letztgenannten Mischungen weisen je nach Maschinensteuerung und Verdichtungsintensität Trockenrohichten zwischen 1300 und 1500 kg/m^3 und Vollsteindruckfestigkeiten zwischen 12 und 17 N/mm^2 auf (vgl. Abbildung 7-11). Zusätzlich wurde zur Entwurfsberechnung für den Verbundstein die Rezeptur „MS3“ mit einer Trockenrohichte im Bereich von 1800 bis 1900 kg/m^3 angesetzt. Diese führt allerdings für die dreischalige Sandwichkonstruktion zu deutlich zu hohen Gewichten und findet deshalb für diesen Steintyp keine Berücksichtigung.

Die eigentlichen, im Kooperationswerk hergestellten, experimentell getesteten und in den Abbildungen dargestellten Prototypen basieren alle auf der gleichen Leichtbetonrezeptur (MS1) mit einer Trockenrohdichte von ca. 1350 kg/m^3 und einer mittleren getesteten Steifigkeit von $11,9 \text{ N/mm}^2$. Die thermischen wie statischen Tests und Vergleichsrechnungen bestätigen, dass gerade auch mit LAC- Betonen im höheren Rohdichtebereich günstige, tragfähige Sandwichkonstruktionen auch für den Bau von Mehrfamilienhäusern möglich sind. Zudem zeigt sich, dass die Herstellung durch die Art der Ausbildung der Sandwichkonstruktionen zu konkurrenzfähigen Preisen möglich ist. Dabei können auch die kombinierten Anforderungen der neuen Normengenerationen und der Wärmeeinsparverordnungen an die Tragfähigkeit und Wärmedämmung in Form eines niedrigen Wärmedurchgangskoeffizienten U in $\text{W/m}^2\text{K}$ erfüllt werden.

7.2.2 Dämmstoffe

Neben künstlichen Dämmstoffen wie herkömmliches EPS und Neopor[®] werden in den nachfolgenden Kapiteln auch Vergleichsrechnungen mit Innendämmungen aus natürlichen Korkdämmplatten durchgeführt, um aufzuzeigen, wie sich einerseits der U -Wert durch eine natürliche Dämmlage teils verschlechtert, aber dennoch ökologisch unbedenkliche Materialien zum Einsatz kommen können. Besonders niedrige und günstige Dämmwerte sind zurzeit allerdings mit künstlichen Dämmstoffen leichter erreichbar und auch die Handhabung und der Zuschnitt von kommerzieller Dämmstoffplattenware erschien für die Herstellung der ersten Prototypen einfacher, so dass die in den nachfolgenden Abbildung 7-1 und Abbildung 7-2 gezeigten Prototypen auf Basis von EPS und Neopor hergestellt wurden. Eine Änderung der Dämmstoffart ist allerdings bei Verwendung von einfacher Plattenware wie für den Typ 1 des Sandwichs (Abbildung 7-1) problemlos möglich.

Außerdem wird zur Vermeidung von durchgehenden Lager- und Stoßfugen auf einen horizontalen und vertikalen Versatz der Dämmstofflage zur Tragschale aus LAC bei der Konstruktion der Mauersteyntypen mit Normalfugen mit einer Dicke der Lager- und Stoßfugen von 12 und 10 mm geachtet. Bei der beispielhaften Ausführung des Sandwichs wie Verbundsteins mit innenliegender Kerndämmung und Tragschalen aus LAC- Betonen mit Dünnbettmörtelfugen (DM) wird z.B. kein Versatz in vertikaler, wohl aber in horizontaler Richtung berücksichtigt.

7.3 Lösungsvorschläge zur Ausführung des Verbunds und der Tragschalendicke

7.3.1 Dreischalige Sandwichkonstruktionen

Die dreischalige Sandwichkonstruktion besteht aus einer inneren und äußeren Tragschale aus LAC- Betonen mit innenliegender Kerndämmung. Die Kerndämmung wird über Verbindungsmittel mit den beiden äußeren Leichtbetonschalen des Steins fest verbunden. Als Verbindungsmittel werden sowohl einfache abgewinkelte Edelstahllanker ($\varnothing 2 \text{ mm}$ -4 Stück) vor dem Betonierprozess in den Drittelpunkten der Blockhöhe in die Kerndämmung durchgehend integriert (Typ 1), als auch eine Schwalbenschwanzverbindung (Typ 2) zur Verzahnung des Betons mit dem Dämmstoff erprobt (s. Abbildung 7-1). Solch eine Schwalbenschwanzverbindung ist bereits bei Herstellern im skandinavischen Raum in der Mauersteinproduktion anzutreffen. So wurde diese z.B. von finnischen Blockproduzenten in der maschinellen Steinfertigung erprobt und wird dort weiterhin kommerziell genutzt. Auch gab es bereits in den 90'er Jahren eine Zulassung für solche Mauersteine für den deutschen Markt /Nor94/. Für die eigenen thermischen wie statischen Entwurfsberechnungen wird die Dicke der inneren Tragschale zur Bemessung einer Wand aus den vorgeschlagenen Prototypen in Sandwichbauweise zu 130 mm und 175 mm gewählt. Dies geschieht vor dem Hintergrund, dass gemäß DIN 1053-1 bzw. vom DIBt für das Zulassungsverfahren in Deutschland eine Mindestdicke der

Tragschalen von ≥ 115 mm gefordert wird. Die innerhalb dieser Forschungstätigkeit real hergestellten Sandwichblöcke weisen für einen sicheren statischen Nachweis gegenüber Knicken einer Außenwand (vgl. Kapitel 7.5) eine innenliegende Tragschale aus LAC von 175 mm bei einer Gesamtwanddicke von nur 365 mm auf. In der Gesamtwanddicke von 365 mm ist bereits eine mechanisch beanspruchbare Vorsatzschale aus LAC von 50 mm integriert. Die verwendete Leichtbetonrezeptur weist eine Vollsteinfestigkeit von 12 N/mm^2 auf. Die nachfolgend abgebildeten Steinsysteme wurden als Prototypen in einem ersten Tastversuch hergestellt, um auch die Praxistauglichkeit der gewählten Geometrien und Verbindungsvarianten von Dämmlage zur Leichtbetontragschale zu testen.

Die in Abbildung 7-1 gezeigte Ausführungsvariante des Typs 1 weist als weiteren Vorteil auf, dass durch den vertikalen wie horizontalen Versatz der Kerndämmung im Vergleich zu den LAC-Schalen weiter mit Normalfugendicken von 1 bzw. 1,2 cm mit Leicht- und Normalmörtel gearbeitet werden kann.

Bei Ausbildung dieses Sandwichs als Planstein gemäß der deutschen Mauerwerksnorm DIN 1053-1 bzw. -100 kann eine höhere zulässige Druckspannung für das Mauerwerk angesetzt werden. Ein weiterer Vorteil der Ausführungsvariante vom Typ 1 ist die Verwendung von „Plattenware“ als Dämmstofflage. Dies ist gerade bei geringer verkaufter Stückzahl für den Produzenten von Steinen ein wesentlicher Vorteil, da das Schäumen spezieller Dämmstoffkerne in Form z.B. von Schwalbenschwanzverbindungen (s. Normalstein Typ 2) zur Ausbildung des Verbundes mit der Tragschale aus LAC als teure Spezialanfertigung entfallen kann.

Zusätzlich wurde als Normalstein aber auch ein Sandwichblock aus LAC mit der bereits erwähnten Schwalbenschwanzverbindung der Kerndämmung zur Betontragschale als Planstein entwickelt (s. Abbildung 7-1, rechts).

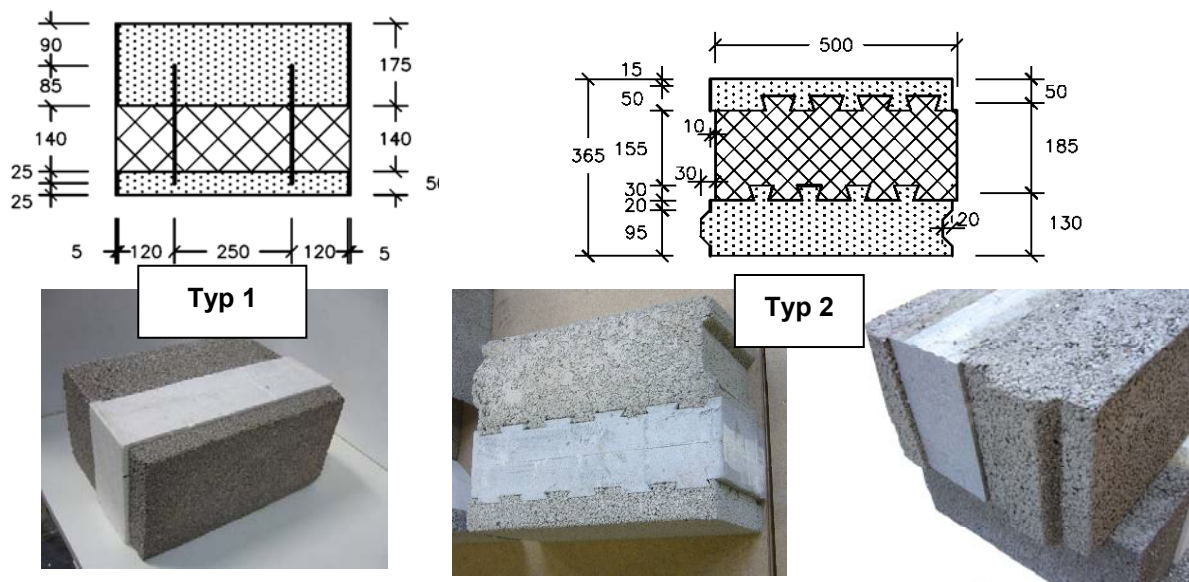


Abbildung 7-1: links: Sandwichstein Typ 1 aus LAC mit Kerndämmung (z.B. Neopor, EPS oder Kork) als Plattenware; Verbindung Außen- und Innenschale aus LAC mit 4 Edelstahlankern ($\varnothing 2 \text{ mm}$), Normalfugendicke; Vermörtelung z.B. mit MG NM II möglich; rechts: Typ 2 mit Schwalbenschwanzverbindung und DM-Lagerfuge sowie spezieller Nut- und Federausbildung in der Stoßfuge zur Knirschverlegung; Quelle: Université de Luxembourg

Das Neue und Besondere an der nun vorgestellten Steinkonstruktion stellt die Art der Ausführung des zusätzlichen horizontalen Versatzes des Dämmkerns und die Nut- und Federausbildung des Steins in der Stoßfuge dar, wodurch Wärmebrücken effizient vermieden werden. Die Variation der Stoßfugenkomplexität ist auch der maßgebliche Unterschied zwischen den Systemen des Typs 1 und 2, auf deren Auswirkung später noch detaillierter bei der Behandlung der Ecksteinlösungen eingegangen wird.

7.3.2 Zweischaliger Verbundstein

Entsprechend dem Vorgehen bei der Entwicklung von Sandwichsystemen werden auch für den sogenannten „Verbundstein“, bestehend aus einer äußeren Dämm- und inneren Tragschale, aus den verschiedenen Varianten der Voruntersuchungen (vgl. /Leu07b/) zwei zur weiteren Analyse ausgewählt (s. Abbildung 7-2). Die tragende Innenschale der Verbundsteintypen aus Leichtbeton kann sowohl als Loch- wie auch Vollstein ausgebildet werden (vgl. Abbildung 7-2, links bzw. rechts). Durch die Verwendung von höherfestem LAC kann durch eine Lochung der inneren Tragschale das Gewicht deutlich gesenkt werden. Dies bringt Vorteile bei der Verlegung und für den Transport mit sich, allerdings ist auch mit einer deutlich reduzierten Steifigkeit zu rechnen (vgl. Kapitel 5.2). Die äußere Dämmstofflage kann z.B. aus künstlichen Dämmstoffen wie EPS oder Neopor®, aber auch alternativ aus hydrophobierten, natürlichen mineralischen Dämmstoffen wie z.B. Bläherliten hergestellt werden. Die in Abbildung 7-2 gezeigten Varianten, welche ebenfalls im Werk als Prototypen hergestellt wurden, unterscheiden sich in der Art des Verbundes zwischen LAC und der dämmenden Außenschale.

Die entwickelte Variante Typ 1 der 2-schaligen Verbundsteinkonstruktion weist als Dämmstofflage eine aus EPS-Dämmplatten hergestellte und über die Höhe konisch zulaufende Schwalbenschwanzverbindung auf. Durch die Konizität der bereits während der Herstellung in die Schalungsform eingesetzten Dämmlage kann die Befüllung der Schalung und der Verbundes des erhärteten Leichtbetonsteins zur Dämmlage verbessert werden. Die auf Praxistauglichkeit getestete zweite Verbundstein-Variante (Typ 2) sieht für den Normalstein als Verankerung der Dämmschicht an den tragenden Leichtbetonbereich Verbundköpfe aus LAC vor, die direkt in der Werksherstellung durch Verwendung einer entsprechenden Schalung betoniert werden können (Abbildung 7-2). Über diese im Schnitt in der Abbildung 7-2 rechts dargestellten, T-förmigen Auskragungen am Stein können direkt ab Werk oder nachträglich auf der Baustelle die anzubringenden Dämmstoffkerne als Vorsatzdämmung über zusätzliche Nut- und Federsysteme in der Lager- und Stoßfuge überlappend und somit wärmebrückenfrei verbunden werden.

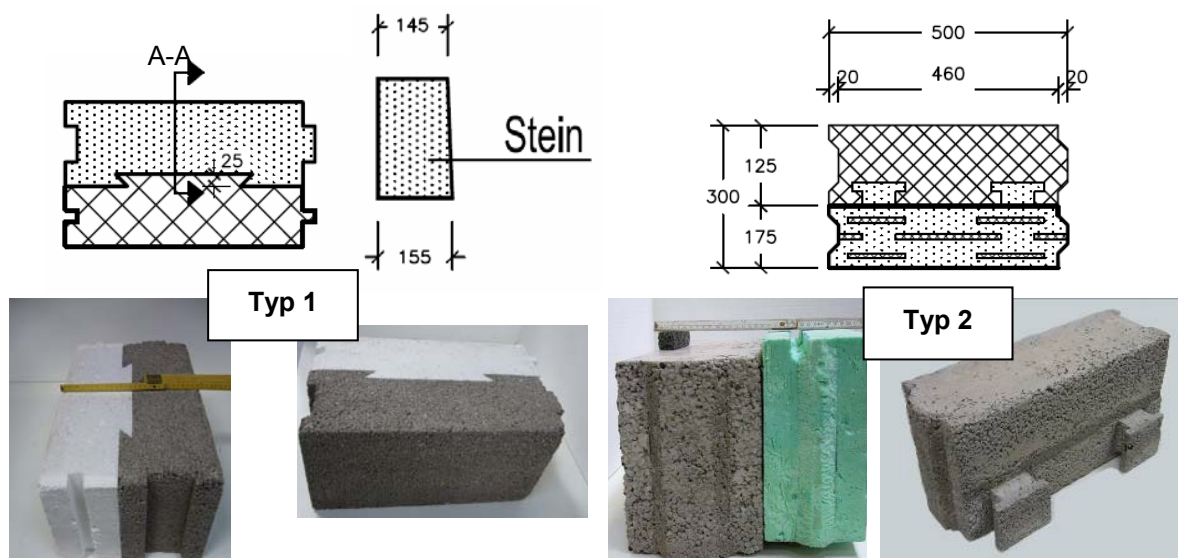


Abbildung 7-2: links: Verbundplanstein mit Schwalbenschwanzausführung – Typ 1;
rechts: Verbundplansteinvariante mit Verbundköpfen aus LAC – Typ 2 (Ausführung mit u. ohne
Luftschlitz möglich); Quelle: Université de Luxembourg

Für die Prototypentwicklung wurde der Dämmstoffsteckling selbst aus PUR- Hartschaum geschäumt. Für eine Großfertigung ist allerdings die Verwendung von maschinell und speziell gefertigten Stecklingen aus EPS oder auch Neopor oder geformte Perlitplatten denkbar. Auch werden bei dem Typ 2 Wärmebrücken in den Stoß- und Lagerfugen wiederum durch einen Versatz der Vorsatzdämmung mit integriertem Nut und Federsystem in horizontaler wie vertikaler Richtung vermieden.

Für den Typ 1 mit Schwalbenschwanzverbindung wurde ebenso wie für das Sandwich mit Schwalbenschwanz eine Plansteinvariante erarbeitet. Allerdings ist auch für diese Variante eine Ausführung mit Normalfugendicke einfach realisierbar, wenn die Lagerfuge in der Vorsatzdämmung zusätzlich durch ein Nut- und Federsystem vertikal zur Tragschalenlagerfuge versetzt wird.

Für die in Kapitel 7.4.1 dargestellten statischen und thermischen Entwurfsberechnungen wurden gemäß den Untersuchungen für die Sandwichvarianten, auch für die Verbundsteinlösungen Wandquerschnittsdicken der tragenden LAC- Innenschale von 130 und 175 mm berücksichtigt. Die beiden in Abbildung 7-2 dargestellten Verbundsteintypen wurden zur Überprüfung der Fertigung im Kooperationswerk aus der Leichtbetonrezeptur MS1 (LAC 12) mit einer Tragschalendicke von 175 mm hergestellt. Die gefertigten Verbund-Prototypen weisen somit eine Gesamtwanddicke einschließlich der Vorsatzdämmschale von nur 300 mm auf.

7.4 Ecksteinlösungen

7.4.1 Ecksteinlösung für dreischalige Sandwichkonstruktionen

Zur Prototypentwicklung wurden, wie bereits zuvor erwähnt, zwei verschiedene Wege beschritten. Einerseits galt es, Systeme zu entwerfen, die möglichst einfach ohne spezielle Einweisungen zu handhaben sind, welche die thermischen und mechanischen Anforderungen erfüllen und die auf allzu viele Sondersteine und -formate verzichten können. Unter Sondersteinen werden z.B. Ecksteine, getrennt für Innen- und Außenecken, sowie spezielle U- und L-Schalen für Unterzüge und Ringanker verstanden. Für diese im nachfolgenden vorgestellten Ecksteinlösungen wird die Anzahl der speziellen Steine zur Vermeidung von Wärmebrücken auf das Nötigste reduziert, indem Mindestdicken der Tragschalen von 175 mm für die Sandwichkonstruktion gewählt werden. Diese Mindestinnenwanddicken sind zur Einhaltung der statischen Randbedingungen z.B. nach DIN 1053-100 bzw. EC 6 nötig, um gerade im Bereich der Lastenleitung von großen Einzellasten (z.B. der Auflagerung von Deckenunterzügen) eine ausreichende Stabilität der Wand gegen Knicken bzw. lokaler Überschreitung der Mauerwerksfestigkeit sicherzustellen. Deshalb müssen für diese vereinfachten Ecksteinlösungen auch haufwerksporige Leichtbetone ausgesucht werden, die mindestens eine Trockenrohdichte von 1300 kg/m^3 aufweisen, um die angestrebte Festigkeitsklasse 12 (SFK 12) zu erzielen. Die Abbildung 7-3 und Abbildung 7-4 zeigen verschiedene Möglichkeiten zur Reduktion von Sondersteinen zur Eckausbildung und für den Deckenauflegerbereich von den zuvor vorgestellten Sandwichkonstruktionen auf. Das besondere dieser Ecksteinlösungen ist, dass die Innen- und Außenecken mit nur einem Sonderstein hergestellt werden können, im Gegensatz zu den auf dem freien Markt gefundenen Sandwichkonstruktionen mit oft bis zu vier verschiedenen Ecksteinen.

Für diese vereinfachte Ecksteinlösungen wurde die Variante 1 (Abbildung 7-3) mit einem geschlossenen Leichtbetonkasten und asymmetrischer Kerndämmung entworfen. Dieser Eckstein wird auf der Baustelle je nach Bedarf für die jeweilige Innen- oder Außenecke mittels Steinsäge zugeschnitten (s. Abbildung 7-3, rechts und Abbildung 7-5). Der asymmetrische Dämmstoffkern ist genau wie der entsprechende Universalstein zum System, bezeichnet als Typ 1 (s. Abbildung 7-1, links), mit vier 2 mm starken Edelstahlankern mit den umgebenden LAC- Schalen verbunden.

Zur gleichzeitigen Ausbildung von linken und rechten Innen- wie Außenecken mit nur einer Schalung im Herstellwerk, kann der Eckstein um 180° um die Längsachse gedreht werden. Über Längsschlitze im Dämmstoff ober- und unterhalb der innenliegenden Edelstahlanker kann die Dämmlage zur Ausbildung eines vertikalen Versatzes von Dämmung und Tragschale und zur Unterbrechung der in Luxemburg bevorzugt verwendeten Dickbettlagerfugen von 1,2 cm durch Handdruck nach oben oder unten um 2 cm verschoben werden.

Neben den Zeichnungen mit Angabe der Systemabmessungen von zwei unterschiedlichen Sandwichstein-Ecklösungen (Variante 1 und 2), sind auch die zugehörigen Planungsraaster nach der oktametrischen Maßordnung (1/8 m; DIN 4172) dargestellt (s. Abbildung 7-5). Diese Maßordnung wird im deutsch-luxemburgischen Raum bevorzugt für den Wohnungsbau eingesetzt. Alternativ ließen sich die Systeme auch leicht in die neuere internationale dezimetrische Maßordnung (DIN 18000) mit dem Grundmodul M=100 mm überführen, wobei für den Wohnungsbau das Multimodul 3M (300 mm) üblich ist.



Abbildung 7-3: Ecksteinlösung – Variante 1: passend zum Sandwich-Universalstein Typ 1 mit asymmetrischer Kerndämmung z.B. aus EPS oder Kork, usw. als Plattenware; Verbindungselemente 4 Edelstahllanker(Ø 2 mm); rechts: nötiger Zuschnitt auf der Baustelle

Diese Lösungen bieten für den Hersteller, wie auch das Planungsraaster in oktametrischer Maßordnung in Abbildung 7-5 zeigt, die Möglichkeit der Kostenreduktion durch den Einsatz einer geringen Anzahl an Sonderschalungen und herkömmlichen Dämmplatten in der Fertigung. Für die Baustelle bieten diese Eckvarianten den Vorteil, dass sie besonders robust sind und flexibel auf der Baustelle gemäß den Bedürfnissen vor Ort individuell zugeschnitten werden können. Allerdings wird dadurch der Zeitaufwand auf der Baustelle zur Herstellung der Außenwand erhöht.

Die in Abbildung 7-4 dargestellte Variante 2 der Ecklösung besteht im Gegensatz zur Variante 1 aus einer Dämmlage samt mechanisch beanspruchbarer Vorsatzschale aus LAC, die allerdings nachträglich auf der Baustelle, über in den Dämmstoff eindrehbare Kunststoffdübel in den tragenden Innenstein eingehangen werden kann. Das Fassadenelement mit rückseitig integrierter Kerndämmung wird als Fertigteil ab Werk auf die Baustelle geliefert, genauso wie der Eckstein mit Nuten zur Führung der Kunststoffdübel. Die Dämmlage ist ebenfalls wie bei dem Universalstein Typ 1 über vier Edelstahllanker schub- und gleitfest mit der dagegen betonierten Vorsatzschale verbunden. Die Stoßfugen bei dieser Eckvariante sind im Steinbereich mit Leichtmörtel zur Ausbildung eines kraftschlüssigen Mauerwerkverbandes zu verfugen. Die Dämmstoffkerne sind in der Horizontalen wie Vertikalen so versetzt, dass Wärmebrücken infolge durchgehender Mörtelfugen auch bei dieser Lösung vermieden werden.

Sollen andererseits noch schlankere tragende Innenwände bzw. Betone niedrigerer Festigkeiten (Rohdichten $< 1300 \text{ kg/m}^3$) und damit geringerem Eigengewicht produziert werden, wodurch sich wieder Vorteile für Transport und manuelles Verlegen auf der Baustelle ergeben, kann nach den eigenen Untersuchungen nicht auf Sonderbauteile verzichtet werden. Deshalb sind für diese Konstruktionen zur Ausbildung von z.B. Einzelauflagern oder für Lasteinleitungsbereiche unter Deckenplatten mit konzentrierter Lasteinleitung weiterhin mit bewehrtem gefügedichten Betonen zu verfüllende U- und L-Schalen als Sondersteine notwendig.

Der Sandwichtyp 1 weist aufgrund der unkomplizierten Stoßfugenausbildung folglich einen einfacheren Herstellprozess im Werk auf. Allerdings steht demgegenüber ein Mehraufwand auf der Baustelle durch den nötigen Zuschnitt von z.B. Ecksteinen (vgl. Abbildung 7-5). Der Typ 2 des Sandwichs ist hingegen unabhängig von den Verbindungsmitteln wie der exemplarischen Schwalbenschwanzverbindung. Wichtigster Unterschied zwischen den Typen 1 und 2 sind die unterschiedlich ausgeführten Stoßfugen. Während durch den einfachen Versatz der Kerndämmung das

Sandwich des Typs 1 auf der Baustelle zuschneidbar bleibt, kann dies für den Typ 2 aufgrund der komplizierten Ausbildung des Nut- und Federsystems nicht mehr so einfach erfolgen (vgl. Abbildung 7-6).

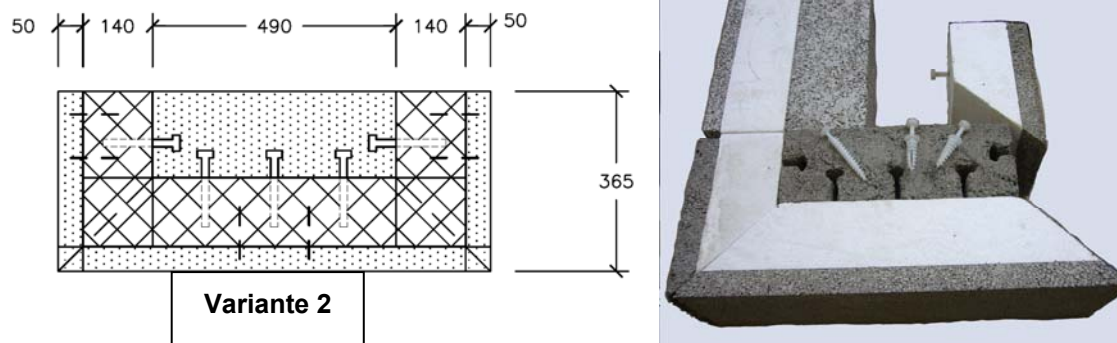


Abbildung 7-4: Ecksteinlösung – Variante 2: passend zum Sandwich-Universalstein Typ 1 mit Zuschnitt und nachträglich anzubringender Vorsatzschale auf der Baustelle; Fassadenelement aus LAC mit ab Werk rückseitiger Kerndämmung als Kombi – Fertigteil, befestigt über Kunststoffdübel mit der Tragschale zur wärmebrückenfreien Konstruktion

Deswegen werden für schlanke oder auch kompliziertere Steinsysteme, wie das vorgestellte Sandwichsystem Typ 2 mit Schwalbenschwanzverbund, besondere Ecksteine jeweils getrennt für die Außen- und Innenecken benötigt. Bei diesem Sandwichsystem mit dem Universalstein Typ 2 werden zur Vermeidung von Wärmebrücken in den Eck- und Fugenbereichen jeweils spezielle Sondersteine für die Außenecken links und rechts sowie für die Innenecken entworfen, die bereits ab Werk komplett vorkonfektioniert auf die Baustelle geliefert werden (Abbildung 7-6).

In der Produktion selbst werden dadurch mehr Schalungen benötigt und auch die Dämmstoffkerne müssten wegen der individuellen Schwalbenschwanzverbindung speziell für das Werk durch einen Dämmstoffhersteller geschäumt werden. Folglich erhöhen sich für das Herstellwerk der Mauersteine die Kosten für die Dämmstoffe und der Produktionsaufwand, gerade bei geringer Stückzahl an Steinen.

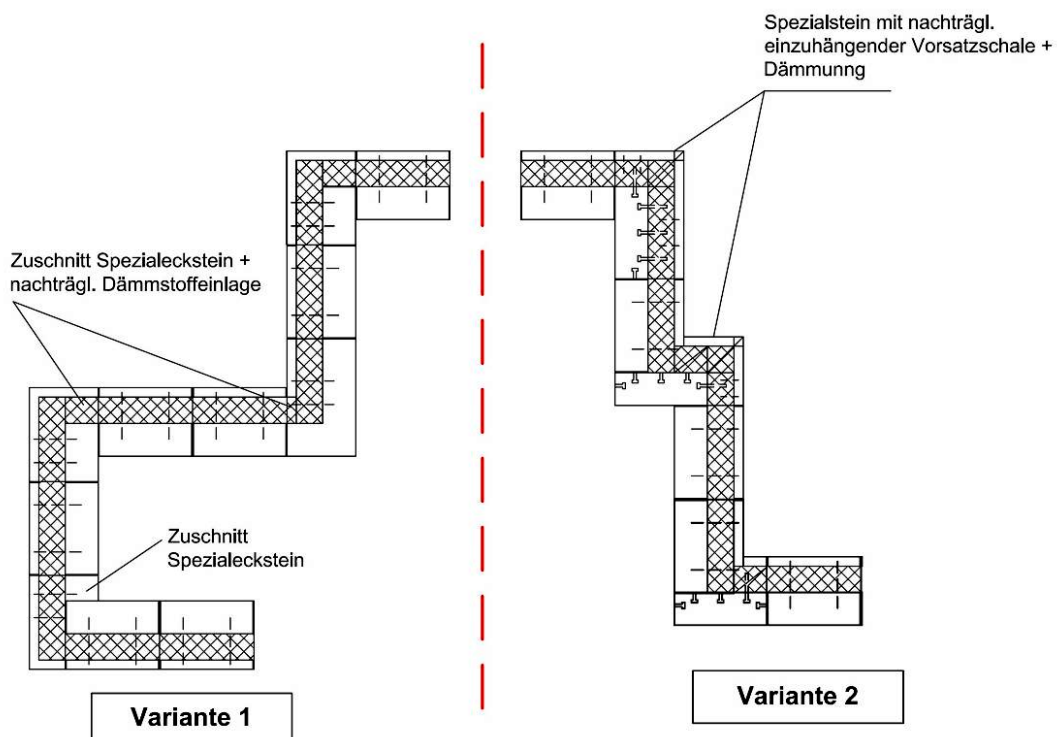


Abbildung 7-5: Planungsraaster im 1/8 m für die entwickelten Sandwich-Ecklösungen; Variante 1 und 2 (Oktametrische Maßordnung)

Vorteil dieser stark vorkonfektionierten Systeme ab Werk ist andererseits, dass der Arbeitsaufwand auf der Baustelle wegen dem hohen Vorfertigungsgrad stark reduziert wird. Deshalb stoßen solche Steinsysteme gerade im benachbarten Ausland von Luxemburg auf zunehmende Akzeptanz bei den Baufirmen vor Ort. In der Abbildung 7-7 ist das Planungsraaster für solche Steintypen in oktametrischer Maßordnung vorgestellt.

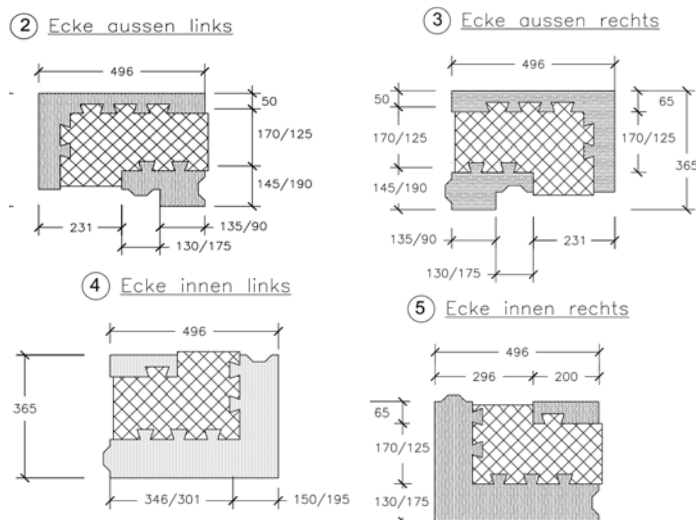


Abbildung 7-6:

Außen- und Innenecksteinlösungen für den Sandwich-Prototypen vom Typ 2 mit Nummerierung gemäß Planungsraaster-Abbildung 7-7

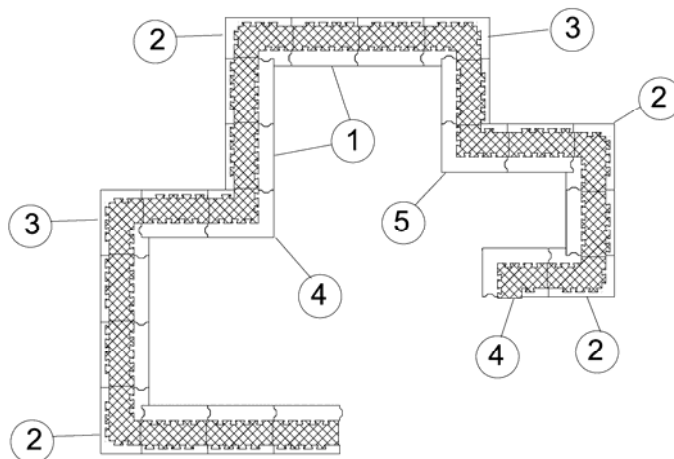


Abbildung 7-7:

Oktametrisches Planungsraaster in 1/8 m mit Darstellung der Eckstein-ausbildung

7.4.2 Ecksteinlösungen für zweischalige Verbundsteintypen

Gemäß der Zielsetzung die verschiedenen Sondersteine für Innen- wie Außenecken zu reduzieren, wird für den bereits präsentierten Verbundstein des Typs 1 mit über die Höhe konisch zulaufender Schwalbenschwanzverbindung (vgl. Abbildung 7-2) ebenfalls nur ein Ecksteinprototyp als Gesamtlösung vorgestellt.

Der Verbund zwischen der Innentragschale aus LAC und der Vorsatzdämmung wird wie bei dem zugehörigen Universalstein (Verbundprototyp 1) auch für den Eckstein über eine Schwalbenschwanzverbindung ausgebildet (Abbildung 7-8). In der kontinuierlichen, werksmäßigen Fertigung eines solchen Steines, sollte bereits durch eine Aussparung in der Schalungsform eine Linie als Schnittkante in den Dämmstoffkern und den LAC eingestanzt werden, um für die Baustelle den Zuschnitt der Steine und die zu schneidende Nut für die Federverbindung in der Stoßfuge anzudeuten (s. Abbildung 7-9).

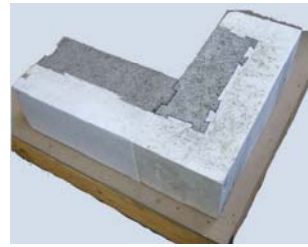
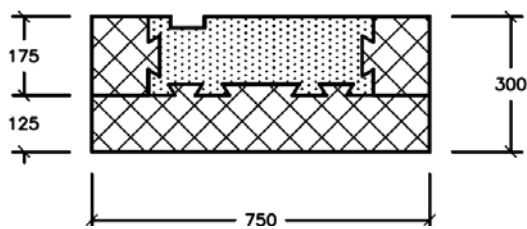


Abbildung 7-8: Ecksteinlösung „Variante 1“ mit Schwalbenschwanzausführung (links); hergestellte Prototypen – Außenecke aus Normal- und Eckstein (rechts)

Die Nuten des Normalsteins des Verbundprototypen 1 sind im Stoßfugenbereich gemäß dem Planungsrastrer in Abbildung 7-9 gegebenenfalls für die Ausbildung von Innenecken mit Normalmörtel (z.B. MG II) für einen schubfesten Verbund im Mauerwerksverband zu vermörteln.

Die Variante 1 als Ecksteinlösung zum Verbundprototypen 1 orientiert sich ebenfalls an einem möglichst einfachen Steinsystem, welches aufgrund der real hergestellten Mindestinnenwanddicken von 175 mm und LAC im höheren Rohdichtebereich auch ohne besondere, mit Normalbeton zu verfüllende U- und L-Schalen ausgeführt werden kann.

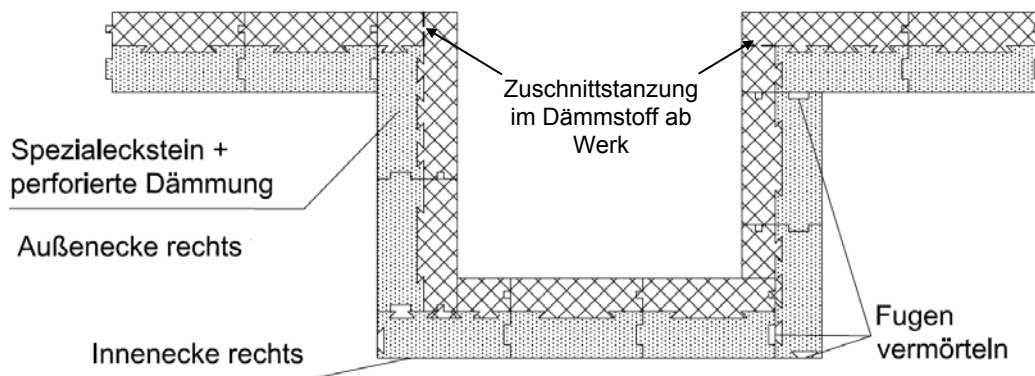


Abbildung 7-9: Planungsrastrer im 1/8 m- Verlegeplan mit Zuschnittanweisung für die Ecksteinvariante 1 passend zum Verbundsteintyp 1

Dies gilt vor allem für Lasten und Belastungssituationen, die in einem herkömmlichen Ein- oder Zweifamilienhaus anzutreffen sind (vgl. Kapitel 7.5). Die Prototypen dieses Verbundsteinsystems Typ 1 wurden zudem als Plansteine hergestellt, wobei bereits erwähnt wurde, dass nach DIN 1053-100 einer höhere charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k bei gleicher Steinfestigkeit angesetzt werden kann, wenn die Lagerfugen als Dünnbett- statt Dickbettfugen ausgeführt werden. Ohne weiteres ließe sich aber auch für diesen Prototypen durch einen vertikalen Versatz der ab Werk integrierten Vorsatzdämmung eine normaldicke Lagerfuge für die Anwendung von Normalmörteln realisieren, ohne dass dies bei fachgerechter Ausführung einen nennenswerten Einfluss auf die Dämmwirkung der Außenwand hätte.

Die bereits vorgestellte Verbundkopflösung aus LAC für den Verbundprototypen 2 (s. Abbildung 7-2, rechts) weist im Vergleich zu der zuvor gezeigten Variante 1 den Vorteil auf, dass bei ihr die Vorsatzschale sowohl ab Werk als auch nachträglich auf der Baustelle aufgesteckt werden kann. Wie bereits zuvor bei der Vorstellung des Normalsteins (Kapitel 7.3.2) erwähnt, werden bei dieser Variante über den Wandquerschnitt durchgehende Lager- und Stoßfugen zur Vermeidung von Wärmebrücken umgangen, indem die Dämmstoffschale vertikal und horizontal versetzt gegenüber der Tragschale ausgeführt wird. Aufgrund des umlaufenden Nut- und Federsystems sowohl in der Lager- als auch in der Stoßfuge, ist ein einfaches und sehr genaues Ausrichten der Steine im Mauerwerksverband möglich. Allerdings sind durch diese spezielle Nut- und Federausführung genau wie für den dreischaligen Sandwichtyp 2 mit Schwalbenschwanz, entweder ab Werk mehrere Sondersteine zur

Ausbildung von Innen- und Außenecken zu liefern (Lösung Nr. 3, 5 und 2.2, 4.2 in Abbildung 7-10) oder es müsste der Normalstein (Nr. 1, Abbildung 7-10) entsprechend aufwendig auf der Baustelle zugeschnitten werden. Diese Lösung ist als Systemvariante 2.1 und 4.1 für die Ecksteinausbildung im Planungsraster in oktametrischer Maßordnung in Abbildung 7-10 vorgestellt. Für dieses System sind zudem auf jeden Fall zwei Sondersteine für die linke und rechte Innenecke zu entwerfen. Dies sind die Spezialsteine mit den Nummern 3 und 5 in Abbildung 7-10. Folglich ist für dieses letztgenannte System ein hoher Vorfertigungsgrad als wesentlicher Vorteil für die Baustelle für einen zügigen Baufortschritt durch eine Anzahl von 2 bis 4 Sonderecksteinen und durch die nachträglich aufsteckbare Vorsatzdämmung mit Aussparungen im Dämmkern zu nennen. Wird auch für dieses System vom Hersteller eine Reduktion der Sonderelemente gewünscht, erhöht sich damit der Aufwand auf der Baustelle durch den Zuschnitt der Normalsteine mittels Steinsäge. Der anschließende Bereich entlang der Schnittkante der Dämmstoffebene in der Stoßfuge ist dann zur Gewährleistung einer wärmebrückenfreien Konstruktion, ähnlich wie es von Fensteranschlüssen bekannt ist, mit PUR-Ortschaum auszukleiden.

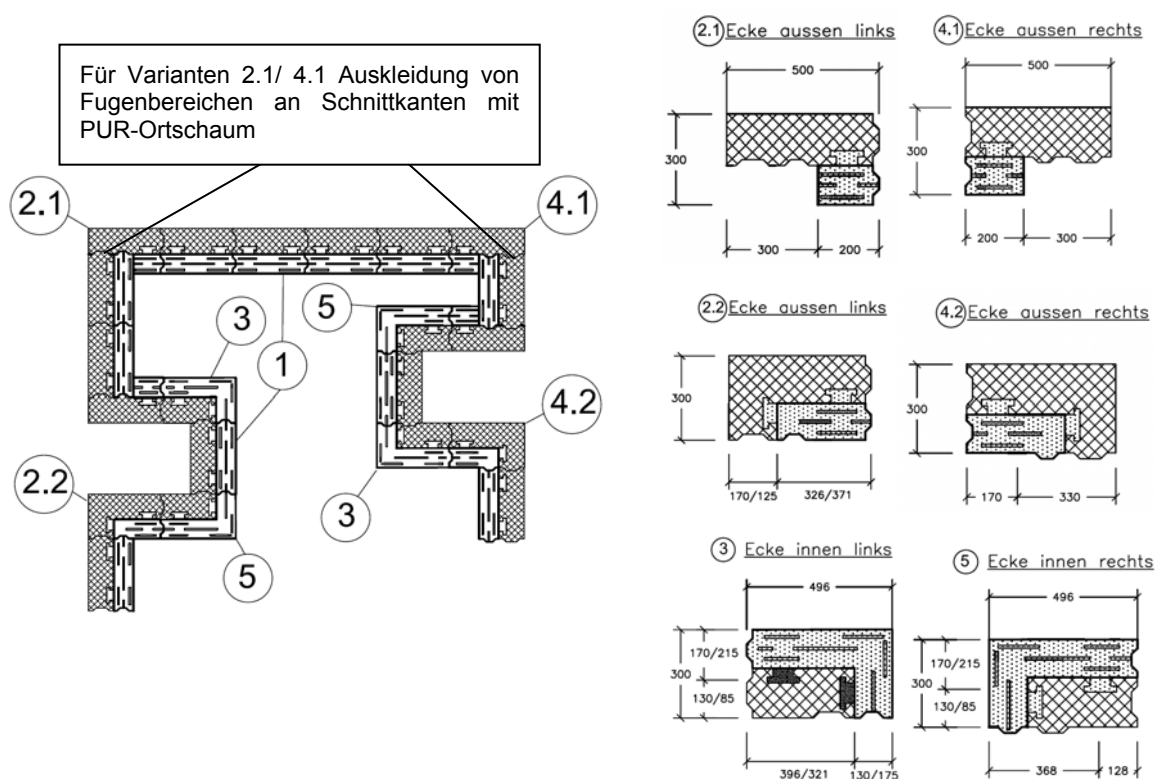


Abbildung 7-10: Planungs- und Querschnittsdiagramme für Ecksteinlösungen im 1/8 m Raster für den Verbundstein Typ 2 mit Ecklösung in zwei Ausführungsvarianten (2.1 und 4.1 nachträglicher Zuschnitt); (2.2 & 4.2 vorkonfektionierte Sondersteine ab Werk), dargestellt mit 130 mm dicker Innentrag-schale

Sollten auch für den Verbundprototypen 2 mit Verbundköpfen aus Beton, tragende Wanddicken unter 17,5 cm angestrebt werden, sind auch bei diesem Steintyp spezielle, zum System passende U-Schalen zur Lastverteilung aus EPS und LAC zu verwenden. Dies würde dann z.B. zu einer Gewichtsreduktion bzw. durch Erhöhung der Dämmstoffdicke bei gleichbleibender Gesamtwanddicke zur Verbesserung des Wärmedurchgangskoeffizienten der Außenwand führen. Alternativ könnten auch U-Schalen und Randabschalungen auf EPS-Basis passend zum System von Dämmstoffherstellern eingekauft werden, die auf der Baustelle bewehrt und mit Ortbeton verfüllt werden, so dass dann wiederum die Anzahl der herzustellenden Spezialsteine reduziert werden kann.

Werden allerdings Sandwich- und Verbundkonstruktionen mit relativ dünnen Tragschalen und bei Einsatz von haufwerksporigen Leichtbetonen mit Trockenrohdichten $< 1400 \text{ kg/m}^3$ hergestellt, wie dies auch ein finnisches Sandwichprodukt innerhalb der Marktstudie belegt, so sind besondere Aspekte bei der Ausführung und Herstellung von tragenden Außenwänden und Öffnungen zu beachten.

Für spezielle, sehr schlanke Sandwich- und Verbundkonstruktionen ist den Anschlussdetails wie z.B. das Einbinden von Innenwänden in Außenwänden und gerade der Auflagerung von Dachstuhl und Decken, in statischer und thermischer Hinsicht besonders große Aufmerksamkeit zu schenken. Dies ist deshalb zu beachten, da Ausführungsfehler bei den resultierenden niedrigen U-Werten der Steine selbst, schnell zu bauphysikalischen und statischen Mängeln wie Feuchteschäden und Rissen führen können. Natürlich gibt es in der Baupraxis meistens mehrere richtige Lösungen einen Anschluss oder ein Konstruktionsdetail auszuführen. Für die Anschlussdetails wurde aber auch, genauso wie bei der Steinentwicklung, darauf geachtet, möglichst verständliche und einfache Ausführungsvarianten zu wählen, um Anwendungsfehlern auf der Baustelle vorzubeugen. Deshalb sind exemplarisch ausgewählte und technisch favorisierte Varianten von Anschlussdetails für die entwickelten Verbund- und Sandwichkonstruktionen im Anhang E dargestellt.

7.5 Statische und thermische Analysen

7.5.1 Statische Berechnungen

Zur Überprüfung der Praxistauglichkeit wurden die zuvor vorgestellten Sandwich- und Verbundkonstruktionen zudem für reale Lastfälle eines Einfamilienreihenhauses nach den Angaben in /Hof07/ (vgl. Abbildung 7-12) mit konzentrierter Lasteinleitung durch Unterzüge nach dem in DIN 1053-100 angegebenen *genaueren Bemessungsverfahren* – Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet. Für den Entwurf der unterschiedlichen Prototypsysteme werden wie bereits in den Stein- und Detailzeichnungen dargestellt, tragende Innenschalen aus LAC von 13 cm und 17,5 cm berücksichtigt. Die äußere Vorsatzschale mit einer Dicke von 50 mm wurde für die Sandwichkonstruktionen bei den statischen Nachweisen nicht angesetzt, wie es z.B. für die Berechnung nach EC 6, Abschnitt 5.5.1.3 für zweischalige Wände ohne Luftschicht möglich wäre. Das grundlegende statische System für die nachfolgend näher beschriebenen Berechnungsergebnisse für ein Einfamilienhaus ist in Abbildung 7-12 dargestellt. Dabei wurden in einer ersten Berechnung die in Abbildung 7-12 angegebenen Spannweiten der Decken und eine lichte Geschosshöhe von $h_s=2,59$ m angenommen.

Als Steifigkeit der inneren tragenden Wandschale der Sandwich- und Verbundsteine mit einer Dicke von 17,5 cm wurde für die ersten Berechnungen 12 N/mm^2 (vgl. Abbildung 7-11) und eine Dickbettmörtelfuge aus Normalmörtel der Mörtelgruppe II angesetzt. Durch die gewählte Stein-Mörtel-Kombination resultiert eine charakteristische Mauerwerksfestigkeit von $f_k=3,7 \text{ N/mm}^2$ (vgl. DIN 1053-100, Tab. 4 & 5). Als besonders stark beanspruchter Bereich innerhalb des dargestellten Gebäudes ist die Belastungssituation für die Wand Pos. W1 anzusehen. Dort wird die Wandscheibe punktuell durch zwei Auflagerkräfte aus Unterzügen F_{uz} belastet. Durch diese in Abbildung 7-12 dargestellte Teilflächenpressung wird das Mauerwerk besonders stark beansprucht, so dass dieser Nachweis als oberes Grenzkriterium für die Entwurfsberechnungen zu den Prototypen angesehen werden kann.

Können die statischen Nachweise auch für diese extremen Belastungssituationen erbracht werden, so können auch die Randflächenpressungen aus aufliegenden Decken aufgenommen werden. Der Einsatz dieser Konstruktionen ist dann gerade bei dem üblichen Einsatzgebiet von Wärmedämmsteinen in herkömmlichen Ein- und Zweifamilienhäusern unbedenklich.

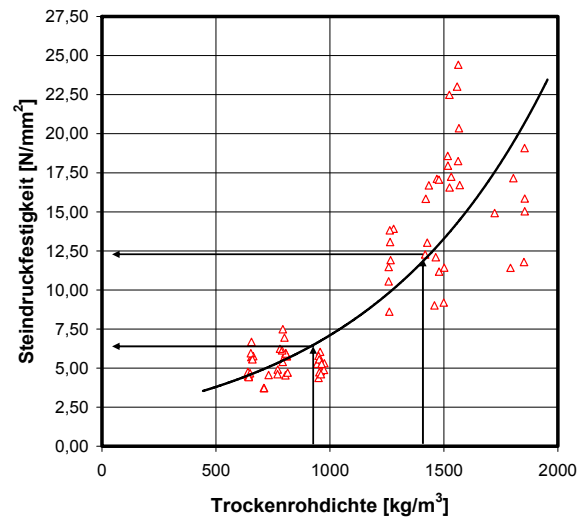


Abbildung 7-11: Verhältnis der Trockenrohdichte zur Vollsteinfestigkeit von Vollsteinen aus der LAC-Rezepturenentwicklung, hergestellt in Großversuchen im Kooperationswerk

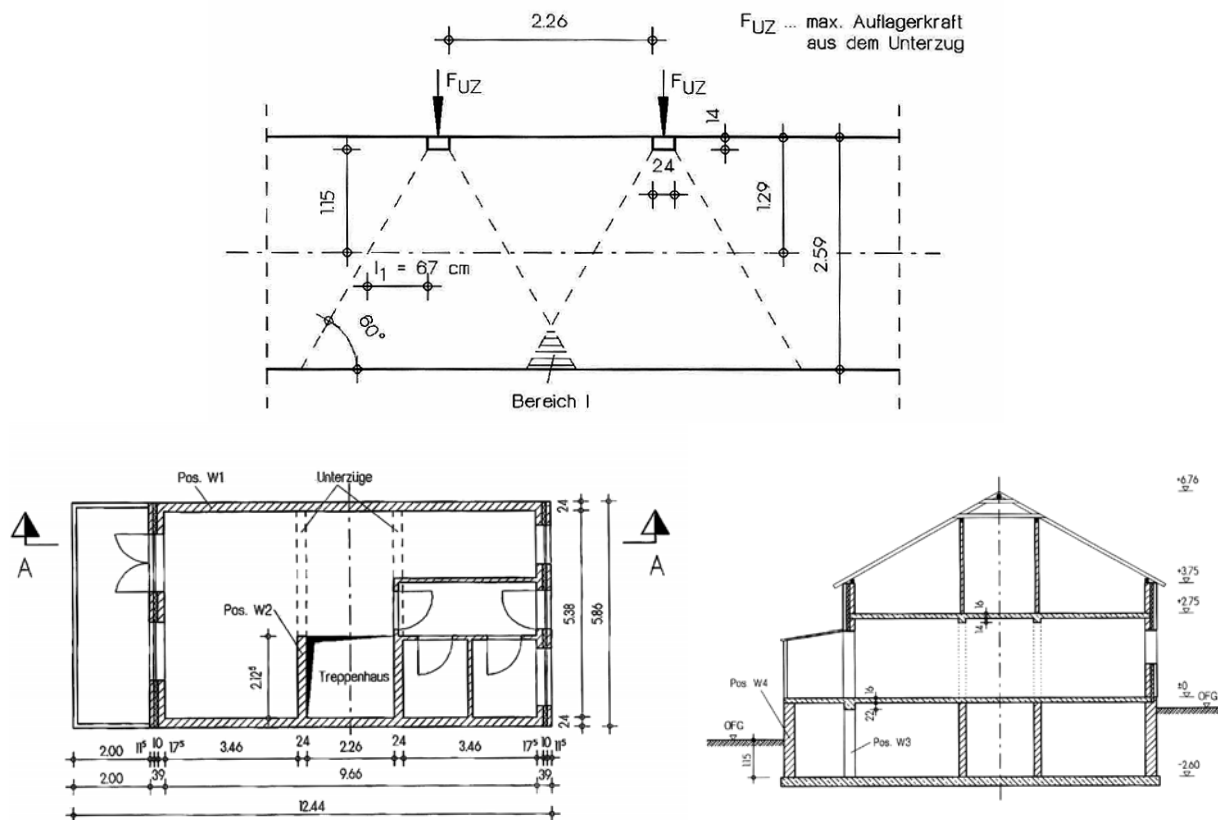


Abbildung 7-12: Gewählte Bemessungssituation für ein Einfamilienreihenhaus nach /Hof07/; Darstellung der Belastungssituation für die Wand Pos. W1 (oben); Grundriss des Erdgeschosses (links unten) und Schnitt durch alle Etagen (rechts unten)

Nachfolgend ist die Belastung aus den Deckenplatten und den Auflagerbereichen der Unterzüge als charakteristische Lasten in der Tabelle 7-1 für die nachzuweisende Position W1 im Erdgeschoss dargestellt.

Tabelle 7-1: Zusammenstellung der charakteristischen Lasten für die Pos. W1, resultierend aus den Materialannahmen aus Decken und Verkehrslasten nach /Hof07/

Aus Flächenlasten	Eigenlasten g [kN/m]	Verkehrslast p [kN/m]
Wandaufblast	12,36	0,63
aus Decke über EG	5,50	1,50
In halber Wandhöhe - aus EG Wand - aus Unterzug	6,31 36,10	0 10,78
Aus Einzellasten		
Wandkopf - aus EG Wand - aus Unterzug	12,61 36,88	0 11,01

Zur übersichtlichen Erklärung der für diese Bemessungssituation zu führenden Nachweise sei auf das Fließschema in Abbildung E-4 im Anhang E verwiesen. Dort sind die einzelnen Schritte des Nachweises bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung (Knicksicherheitsnachweis) nach DIN 1053-100 sowie für den Nachweis der Teilflächenpressung wiedergegeben. Dabei sind der Nachweis der Teilflächenpressung und der Nachweis in halber Wandhöhe (Knicken) zusammen zu führen. Auf eine genaue Darstellung der einzelnen Berechnungsschritte und Nachweise mit Zahlenangaben wird an dieser Stelle verzichtet. Der prinzipielle Berechnungsablauf nach DIN 1053-100 kann allerdings dem Fließschema im Anhang E entnommen werden.

Unter einer Teilflächenpressung wird dabei ein Bereich mit konzentrierter Lasteinleitung durch Einzellasten, wie im vorliegenden Fall durch die Unterzüge, verstanden. Dabei entstehen durch die lokale Lasteinleitung besonders hohe Zugspannungen im Mauerwerk senkrecht zur Lasteinleitungsrichtung, die bei Überschreiten der geringen Zugfestigkeit von Mauerwerk zu vertikalen Rissen führen können. Zur Erläuterung dieses Sachverhalts sind in Abbildung 7-13, links die Spannungstrajektorien in einer Wandscheibe unter Einzellast dargestellt. Nach DIN 1053-1, EC 6 wie auch gemäß der neuen DIN 1053-100 kann davon ausgegangen werden, dass sich die Einzellasten unter einem Winkel von 60° ausgehend vom Ende des Auflagers verteilen (s. Abbildung 7-13, rechts). Zusätzlich ist in der DIN 1053-100 gegenüber der alten DIN 1053-1 eine höhere Ausnutzung des Mauerwerks durch den Ansatz von Sicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- wie Widerstandsseite möglich.

Für eine 17,5 cm dicke innere Tragschale kann nachgewiesen werden, dass beide angegebenen Nachweise (Knicksicherheitsnachweis und Teilflächenpressung) für die in Abbildung 7-12 dargestellten Belastungssituation mit einer Steifigkeitsklasse 12 und Normalmörtel MG II bzw. Dünnbettmörtel erfüllt werden können, ohne dass besondere Lastverteilungstreifen unter Einzelauflagern, in Form von z.B. mit Normalbeton zu verfüllenden U-Schalen, notwendig wären. Für die 13 cm dicke Tragschale kann allerdings der Nachweis der Teilflächenpressung für die angesetzten Lasten für eine Stein-Mörtel-Kombination der SFK 12 mit Normalmörtel MG II nicht nachgewiesen werden, wohl aber der Knicknachweis in Wandmitte. Dabei wird davon ausgegangen, dass keine Sonderelemente wie mit Normalbeton zu verfüllende U-Schalen mit höherer Druckfestigkeit zur Lastverteilung eingesetzt werden. Die Mindestdicke der inneren Tragschale von Sandwich- und Verbundsteinkonstruktionen zur Erfüllung des Nachweises der Teilflächenpressung beträgt für die zuvor beschriebene Stein-Mörtel-Kombination und Belastungssituation 13,5 cm (s. Tabelle 7-2).

Wird jedoch das Sandwich-Steinsystem statt mit einer Dickbettfuge mit Normalmörtel z.B. der Mörtelgruppe II, als Plansteinmauerwerk mit Dünnbettfugen ($f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$) ausgeführt, dann kann auch der Nachweis der Teilflächenpressung für die Auflagerung der Unterzüge mit ausreichender Sicherheit (Faktor 1,8) erbracht werden. Deshalb werden in der Baustellenpraxis oft die ersten 1 bis 4 Steinreihen bei monolithischem Mauerwerk durch höherfeste Dämmsteine zur Lasteinleitung ausgetauscht, bis die Lastverteilung ausreichend ist, um von den weniger festen Wärmedämmsteinen aufgenommen zu werden (s. /Wil03/).

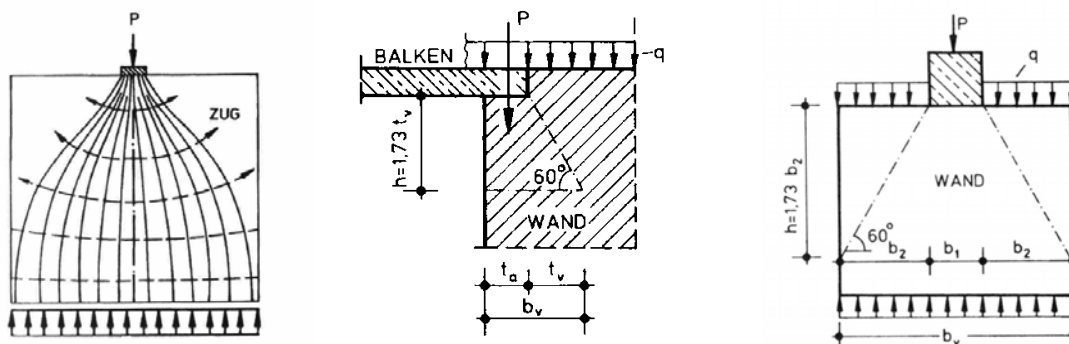


Abbildung 7-13: von links nach rechts: Spannungstrajektorien in einer Wandscheibe unter einer Einzellast und Lastverteilungsbreiten bei ein- oder zweiseitiger Lastverteilung nach DIN 1053-1 und DIN 1053-100 aus /Schn05/

Bei den entworfenen Sandwich- und Verbundsystemsteinen bedeutet dies, dass entweder die Steine in größerer Tragschalendicke (z.B. 17,5 cm) zu Lasten der Dämmstoffdicke bei gleichbleibender Gesamtwanddicke oder auch in unterschiedlichen Festigkeitsklassen auszuführen wären, wenn dünnere Tragschalen realisiert werden sollen. Da der letzte Vorschlag aber für ein Herstellwerk kompliziert und evtl. auch unwirtschaftlich ist, müssten im Fall der 13 cm dicken inneren Tragschalen passend zum Steinsystem z.B. mit höherfestem Normalbeton zu verfüllende U-Schalen zur Ausbildung als Ringanker und unter Schubübertragenden Decken und Einzelauflagern zur Lastverteilung angeboten werden.

Da der Nachweis für die 17,5 cm dicke innere Tragschale auch als Dickbettmauerwerk der SFK 12 mit Normalmörtel MG II mit ausreichender Sicherheit (Faktor 1,30) erfüllt werden kann, wird zusätzlich für diese Tragschalendicke der Sandwich- und Verbundkonstruktionen eine Parameterstudie zum Einfluss der Lagerfugenart auf die benötigte Steinfestigkeitsklasse für die in /Hof07/ dargestellte Belastungssituation nach DIN 1053-100 durchgeführt. Der Tabelle 7-2 ist zu entnehmen, dass wenn vergleichsweise die Wand Pos W1 (Abbildung 7-12) als Mauerwerkverband in Dünnbettmörtel (DM) ausgeführt wird, die Steinnennfestigkeit bis auf 4 N/mm^2 (SFK 4) gesenkt werden kann, um nach wie vor die statischen Nachweise zu erbringen. Dies bedeutet praxisrelevant, dass die innere Tragschale mit Leichtbetonen mit Rohdichten $< 1300 \text{ kg/m}^3$ ausgeführt werden kann (vgl. Abbildung 7-11). Dadurch wird eine deutliche Gewichtsreduktion bei gleichen Steinabmessungen erzielt, so dass ein manuelles Verlegen gerade auch für großformatige Sandwichmauersteine mit Vorsatzschale aus LAC und Gewichten $< 25 \text{ kg}$ möglich bleibt.

Tabelle 7-2: Parameterstudie zum Einfluss der inneren Tragschalendicke und Lagerfugenart auf die Steinfestigkeitsklasse zur Erfüllung der statischen Nachweise nach DIN 1053-100 (Belastungssituation nach /Hof07/); Berechnung des Mauerwerks ohne Lastverteilungstreifen im Auflagerbereich durch Sondersteine /EPS- Schalungen mit Ortbetongergänzung

Dicke der Tragschale d_i [mm]	Mörtelgruppe (MG)	Steinfestigkeitsklasse SFK
175	NM II	12
min. $d_i = 135$	NM II	12
175	NM II; LM 36	8
175	NM IIa	6
175	DM	4
130	DM	12

Ansonsten sind für Sandwichkonstruktionen aus LAC mit Trockenrohddichten $> 1300 \text{ kg/m}^3$ und integrierten, mechanisch beanspruchbaren Vorsatzschalen aus LAC bei den gewählten und im deutschsprachigen Raum üblichen Blockabmessungen mit Steinlängen von ca. 500 mm Hebehilfen bzw. -werkzeuge einzusetzen.

7.5.2 Thermische Berechnungen

Neben den statischen Entwurfsberechnungen anhand von Praxisbeispielen werden die Prototypen zusätzlich auf ihre thermischen Kennwerte analysiert. Dazu werden die Sandwich- und Verbundvarianten numerisch dreidimensional mittels der Methode der Finiten Elemente (FEM) gemäß den Vorgaben der deutschen Bauaufsicht (DIBt) nach Bauregelliste Teil A, Anhang 2.7 /DIBt03b/ für Mauerwerk aus bauaufsichtlich zugelassenen Mauersteinen berechnet. Dieses Vorgehen wird auch in /Ach00/ eingehend dargelegt. Denn für das Zulassungsverfahren ist gemäß dem DIBt erlaubt, neben Messungen im Wandaufbau z.B. nach DIN 52611-1 bzw. ISO 8990 auch den Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit der Ausgangsmaterialien zu bestimmen und über 3D- Finite- Elemente- Modelle die Steinkonstruktion mit Einfluss der Lagerfugen bezüglich ihrer äquivalenten Wärmeleitfähigkeit λ_{equ} zu berechnen /DIBt03b/. Dieser Weg wurde auch im Vorfeld der Prototypentwicklung beschritten, da für die Entwurfsberechnungen nicht alle Prototypen in großer Zahl für experimentelle Wand- bzw. Plattengerätmessungen nach /DIBt03/ hergestellt werden konnten. Der Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit λ des haufwerksporigen Leichtbetons LAC für die inneren Tragschalen der Sandwich- und Verbundkonstruktionen wurde an den eigens entwickelten Rezepturen durch Messungen von Platten aus LAC im Plattengerät im trockenen Zustand und durch Bestimmung des Feuchteumrechnungskoeffizienten nach DIN EN ISO 10456 und Einstufung des resultierenden Wertes nach DIN V 4108-4:2007-06 bestimmt (vgl. Kapitel 4.5 bzw. Kap. 4.7 und Tabelle 4-5).

Putzschichten bleiben bei den Entwurfsberechnungen unberücksichtigt, weil alleine der Steinaufbau und die Optimierung untersucht werden soll. Die vertikale Stoßfuge und horizontale Lagerfuge werden in der Rechnung als dicht geschlossene Scherben- bzw. Dämmstoffschichten, ohne mögliche Luftspalte simuliert. Der Stein wird mit adiabatischen Berandungen in der Schnittebene der Lagerfugen und durch den durchlaufenden Steg der Stoßfuge modelliert (s. Abbildung 7-14), so dass sich seitlich und vertikal im Bereich der Stoß- und Lagerfugen kein Wärmeabfluss stattfinden kann und somit ein eindimensionaler Wärmestrom durch den Steinquerschnitt vorliegt.

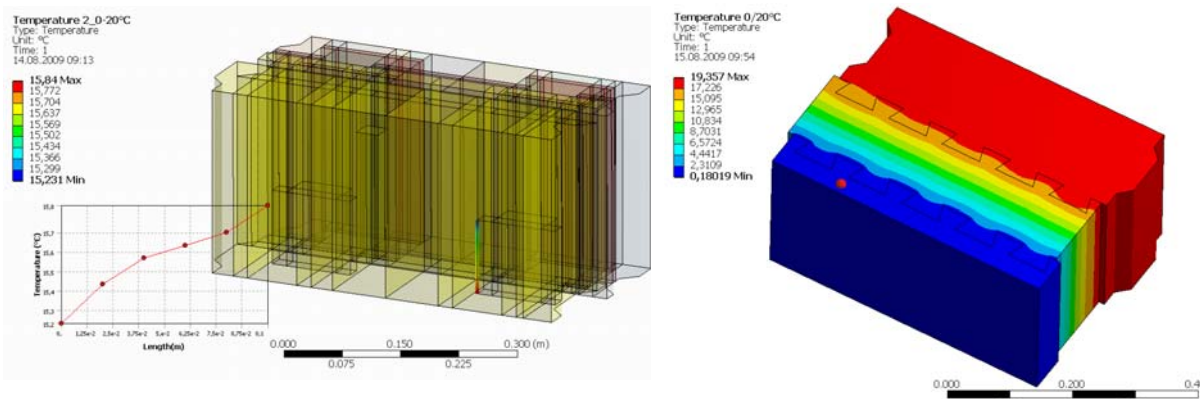


Abbildung 7-14: FE-Modell Verbundstein mit Verbundköpfen aus LAC und dreischaliger Sandwichstein mit Ausbildung eines Schwalbenschwanz-Verbands

Des Weiteren wurde die Rechengenauigkeit des verwendeten FE- Programm ANSYS anhand der Prüfreferenzfälle 1 (2D) und 4 (3D) nach Anhang A der DIN EN ISO 10211-1 zur Berechnung der Temperatur- und Wärmestromdichtefelder validiert. Demnach dürfen die infolge der Wärmestromdichten (W/m^2) berechneten Temperaturverteilungen für die in der Norm angegebenen Referenzgeometrien und Bauteile bei vorgegebener Temperaturbelastung am Modellrand, um nicht mehr als $\Delta T \leq 0,1 \text{ K}$ von der angegebenen Lösung abweichen /Leu08/. Die äußeren Umgebungsrandbedingungen werden nach ISO 10211-1:1995 mit $T_a=0^\circ\text{C}$ Außen- und $T_i=20^\circ\text{C}$ Innentemperatur mit den Wärmeübergangskoeffizienten $\alpha_i=1/0,13 \text{ W/m}^2\text{K}$ und $\alpha_e=1/0,04 \text{ W/m}^2\text{K}$ zur Berechnung der Wärmestromdichten q in W/m^2 als Randbedingungen 3. Art für den Wärmeübergang angenommen. Randbedingungen 3. Art sind gemischte Randbedingungen, die auch als CAUCHY-

Randbedingung bezeichnet werden. Im vorliegenden Fall handelt es sich um eine Kombination aus vorgegebenen Temperaturen und Wärmeübergangskoeffizienten.

Für die vorgestellten Verbundstein- und Sandwich-Systeme sind außerdem entsprechend analytischer und numerischer Vergleichsberechnungen für Randbedingungen mit einer Mitteltemperatur von 10°C und $\Delta T=10$ K, entsprechend der Messungen im Plattengerät, die in den nachfolgend gezeigten Abbildungen enthaltenen Auswahlmatrizen in Anlehnung an die Energieeinsparverordnung von Luxemburg /REG07/ erstellt worden (s. Abbildung 7-15).

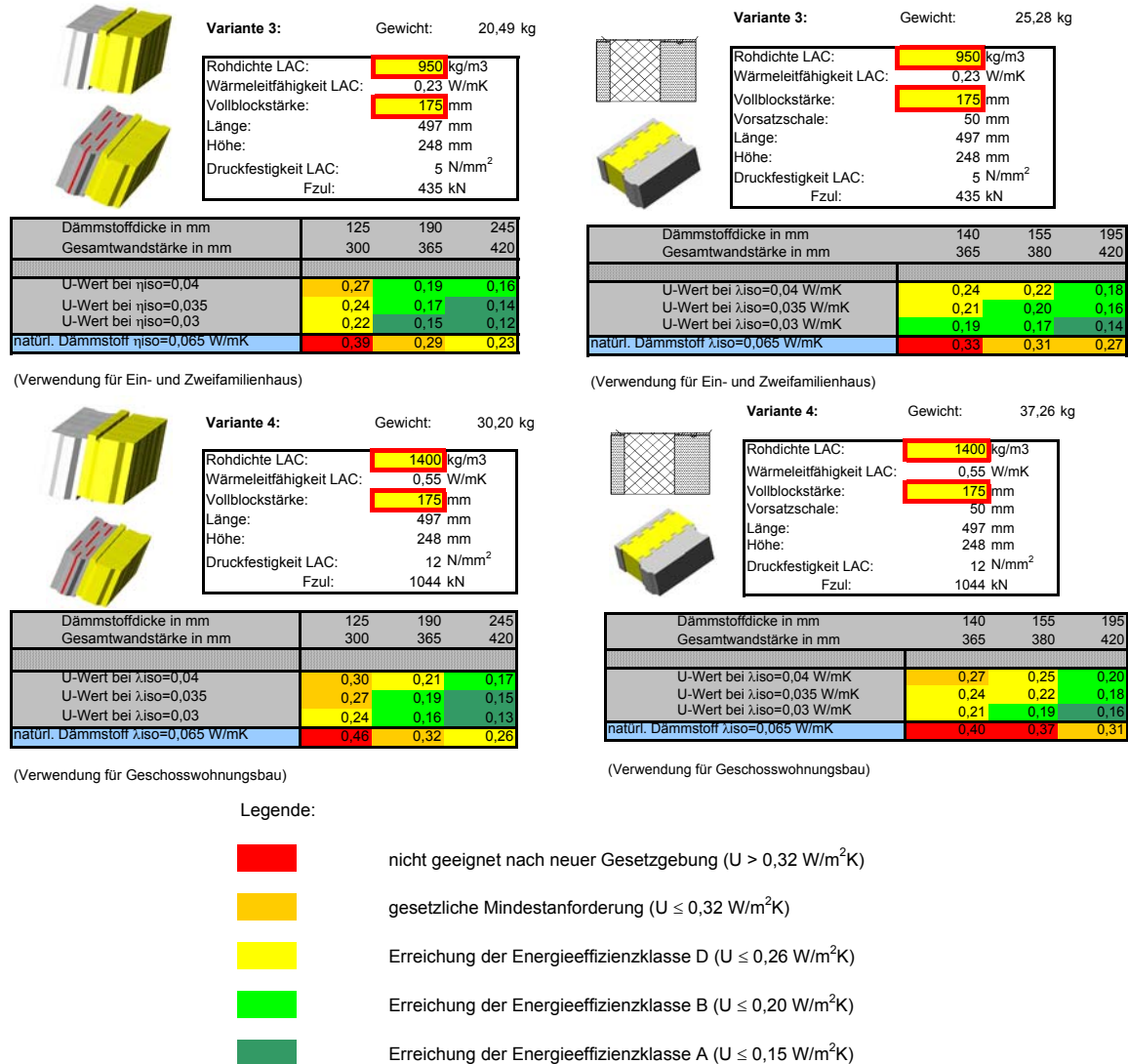


Abbildung 7-15: Exemplarische Darstellung der Auswahlmatrix für Verbund- und Sandwichkonstruktion, Ausbildung tragende Innenschale als LAC- Vollsteine ohne Luftschlitze entsprechend der hergestellten Prototypen

Dabei wurden unterschiedliche Material-Varianten der Sandwich- und Verbundsteinkonstruktionen sowie Tragschalendicken von 130 und 175 mm analysiert. Sowohl die Rohdichteklasse der tragenden Leichtbetonschalen wurden entsprechend den in Kapitel 4 untersuchten LAC- Betonen, als auch die Dämmstoffgüten (Wärmeleitfähigkeiten) entsprechend der auf dem Markt gängigen Wärmeleitgruppen (WLG) von künstlichen und natürlichen Dämmstoffen als Plattenware variiert /Rey02/. Die Wärmeleitgruppen bezeichnen dabei den Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit der Dämmstoffe.

Sowohl für den Verbund- (VK1 bis VK4) wie auch Sandwichstein (SK1 bis SK4) wurden zwei unterschiedliche Leichtbetonvarianten kombiniert mit jeweils 4 unterschiedlichen Dämmstoffgüten untersucht. Zusätzlich wurde für den Verbundstein, wegen des geringeren Volumens des Betontrageils und damit geringeren Steingewichts auch noch ein LAC- Beton mit einer

Trockenrohdichte von 1800 kg/m^3 (MS3) betrachtet (s. Kapitel 7.2.1). Die Tabelle 7-3 zeigt die zusammengestellten Grundkombinationen aus Rohdichte und Tragschalendicke der LAC-Betontrageteile in den Steinen mit den jeweiligen untersuchten Dämmstoffgüten der Kern- und Vorsatzdämmung.

Tabelle 7-3: Beschreibung der Materialkombinationen für die untersuchten Sandwich- und Verbundstein-Varianten

	Tragschalendicke [mm]	Trockenrohdichte LAC [kg/m ³]	Wärmeleitfähigkeit der Dämmstoffe λ_{iso} [W/mK]
Sandwich-Varianten			
SK1	130	950	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
SK2	130	1400	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
SK3	175	950	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
SK4	175	1400	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
Verbundstein-Varianten			
VK1	130	950	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
VK2	130	1800	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
VK3	175	950	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065
VK4	175	1400	0,03; 0,035; 0,04 & 0,065

Die Farbgebung in Abbildung 7-15 deutet die Einhaltung einer gewissen Energieeffizienzklasse an, die direkt dem Aussehen der Energiepässe angepasst ist. Variiert werden in den Matrizen die Dämmstoffdicke, Dämmstoffart (Wärmeleitgruppe–WLG) und die Gesamtwanddicke. Unter den einzelnen Varianten werden zudem die Leichtbetone und Waddicken für den tragenden Teil verändert. Dadurch resultieren Mauersteine für verschiedene Druckfestigkeitsklassen und demzufolge für unterschiedliche Einsatzbereiche von z.B. der Verwendung im Ein- oder Zweifamilienhaus bis hin zum Geschosswohnungsbau. Die Matrizen sollen infolge der Entwurfsberechnungen Anhaltswerte für die zu erwartenden U-Werte für Mauersteine dieses Typs liefern.

Exemplarisch sind vergleichend die Auswahlmatrizen für die berechneten Varianten 3 und 4 der Verbund- und Sandwichkonstruktion dargestellt. Die Auswahlmatrizen für die Entwurfsvarianten 1 und 2 zu den jeweiligen Verbund- bzw. Sandwichkonstruktionen sind dem Anhang E zu entnehmen.

Eine Gesamtübersicht der Berechnungsergebnisse für alle untersuchten Varianten liefert die Abbildung 7-16. In dem Diagramm kann der resultierende U-Wert für alle untersuchten Varianten in Abhängigkeit der Dämmstoffdicke in den Prototypen praxisgerecht abgelesen werden. Die Kurven deuten anhand der farblichen Gestaltung die Tragschalendicke und die Trockenrohdichte der zugrundeliegenden LAC's an. Die Dämmstoffgüte wird bei den berechneten Daten durch die Darstellungsart der Kurve angezeigt (gestrichelt bzw. durchgängig usw.). Bei der Betrachtung wird deutlich, dass vor allem die Dämmstoffdicke und -güte maßgebend für den resultierenden U-Wert einer Wandkonstruktion ist. Denn bei gleicher Dämmstoffgüte liegen die Kurven für unterschiedliche Rohdichten und Dicken der Tragschalen eng beieinander und beeinflussen somit den resultierenden U-Wert kaum.

Wie die nachfolgende Tabelle 7-4 zeigt, wurden die hergestellten Verbund- und Sandwichsteine des Typs 1 und 2 unter Berücksichtigung des Fugeneinflusses im Einplattenverfahren entsprechend der angewandten Vorgehensweise innerhalb der Marktstudie (vgl. Kapitel 3) gemessen und den berechneten Werten gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, dass durch Schwankungen auf Seiten der Materialparameter (Rohdichte LAC, wirkliche Dämmstoffqualität, Edelstahlanker) und durch den Einfluss von Randeffekten an Kanten und Fugen, die gemessenen äquivalenten Wärmeleitfähigkeiten des Mauersteins in der Praxis leicht erhöht sind im Vergleich zu den numerischen Entwurfsberechnungen. Allerdings ist der Unterschied gering, so dass die gewählte Vorgehensweise für die Entwicklung von Prototypen über eine genaue Untersuchung der einzelnen Baustoffparameter

bestätigt wird. Die durch praktische Anwendungen zu erwartenden U-Werte konnten damit hinreichend genau prognostiziert werden.

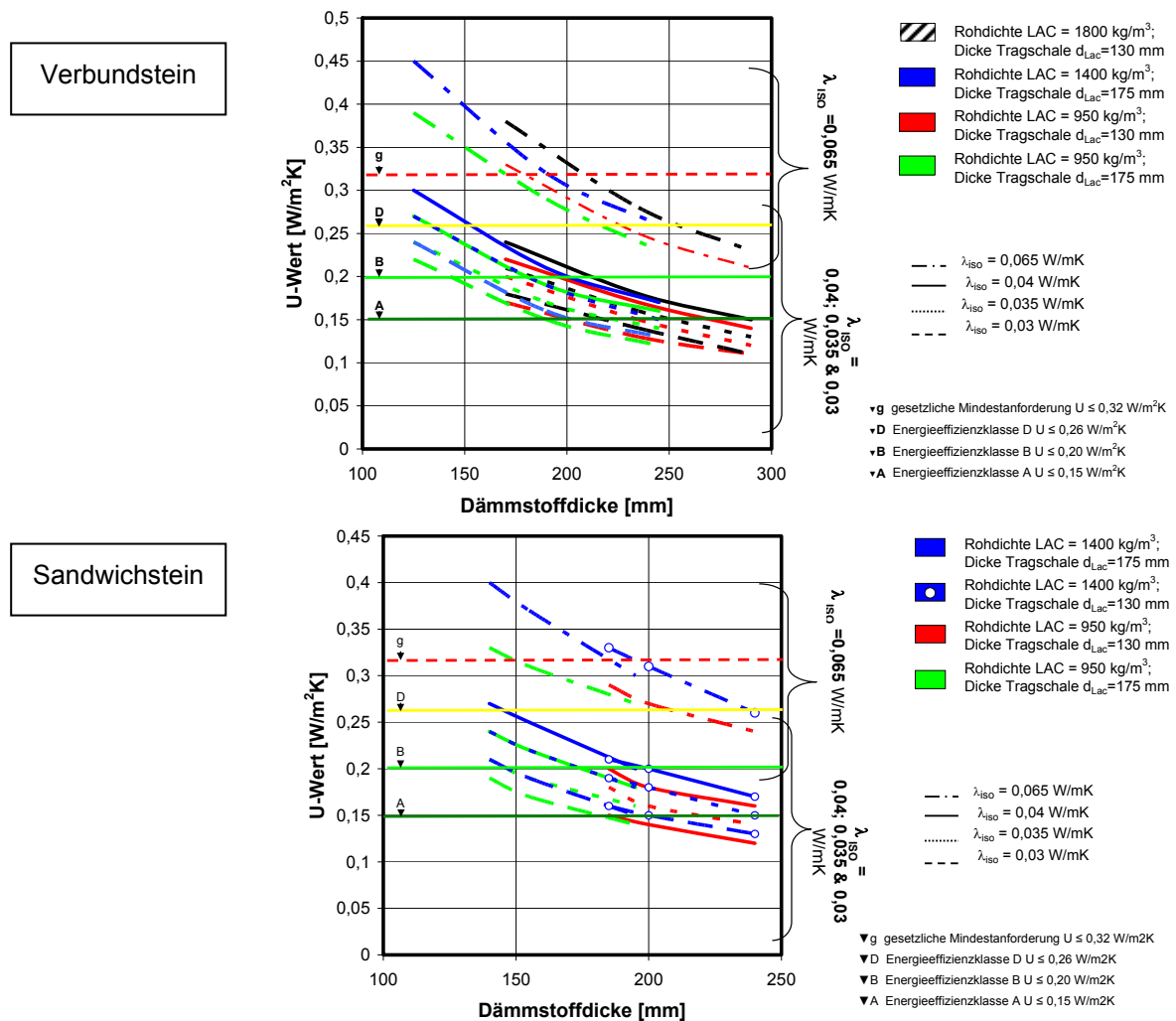


Abbildung 7-16: Abhängigkeit des resultierenden U-Wertes für die Prototypen in Abhängigkeit der Wärmeleitgruppe der Dämmstoffe (WLG) und der Dämmstoffdicke

Tabelle 7-4: Resultierende U-Werte aus Messung der Wärmeleitfähigkeit λ_{equ} im Einplattenverfahren nach /DIBt03/ und 3D- FEM- Analyse für die hergestellten Sandwich- und Verbundstein-Prototypen

Gesamtwanddicke [mm]	Dämmstofftyp	Dämmstoff -dicke [mm]	U-Wert 3D-FEM [W/m²K]	U-Wert gem. mit Fugeneinfluss [W/m²K]	ΔU [W/m²K] / [%]
365	$\lambda_{ISO}=0,04$ W/mK (EPS)	140	0,27	0,29	0,02 +7,4%
365	$\lambda_{ISO}=0,035$ W/mK (EPS/ Neopor)	140	0,24	0,26	0,02 +8,2%
300	$\lambda_{ISO}=0,04$ W/mK (EPS)	125	0,30	0,31	0,01 +3,3%

7.6 Fazit und Zusammenfassung Prototypentwicklung

In dem vorherigen Unterkapitel 7 wurden neue Lösungsvorschläge zur Ausführung von verschiedenen Varianten des Verbundes zwischen einer inneren Leichtbetonschale und einer integrierten Dämmlage für dreischalige Sandwichprototypen mit mechanisch beanspruchbarer Vorsatzschale aus LAC und

von zweischaligen Verbundsteinen bestehend aus einer Betontragschale und äußerer Dämmung vorgestellt. Neben diesen verschiedenen Varianten und Typen von Steinsystemen werden auch bereits Detaillösungen erarbeitet.

Darüber hinaus wurden jeweils 2 Varianten der Sandwich- und Verbundsteine auf Basis der entwickelten Leichtbetonrezepturen (LAC) (s. Kapitel 4.2) in Kooperation mit einem lokalen Fertigteilwerk hergestellt. Anhand der Herstellung der unterschiedlichen Prototypen soll deren Praxistauglichkeit in der Herstellung überprüft werden. Dabei konnte festgestellt werden, dass auch schwierige Konstruktionen, wie die T-förmige Verbundkopflösung aus Leichtbeton (Typ 2) mit vorgehängter Außendämmung, problemlos geschalt und hergestellt werden konnten. Außerdem zeigen die durchgeführten, den Entwurf begleitenden Studien, wie sich die Produktionskosten für die spezielle Art von Wärmedämmsteinen mit Funktionstrennung in eine tragende und dämmende Schicht gezielt senken lassen. Durch die Wahl von lokal vorkommenden Zuschlagstoffen und von Dämmstoffplattenware statt teurerer speziell geformter Dämmstoffkerne, können auch teure und ökologisch wenig sinnvolle Transportwege vermieden werden. Die Abmessungen könnten für die laufende Produktion evtl. noch überdacht werden, da gerade die Sandwichkonstruktionen mit Leichtbetonen mit einer Rohdichte von 1400 kg/m^3 für das manuelle Verlegen ($< 25 \text{ kg}$) zu schwer sind und deshalb mit Hebehilfen verlegt werden müssen. Denkbar sind zum manuellen Verlegen kleinere Formate, wie die klassischen 10 und 12 DF-Steinformate, die sich bereits auf dem deutschen und luxemburgischen Markt etabliert haben. Allerdings weisen die entworfenen größeren Formate den Vorteil eines zügigeren Bauverlaufs auf, so dass im modernen Mauerwerksbau besonders auf großformatige Steine mit Versetzhilfe zurückgegriffen wird. Ein weiterer Vorteil der Sandwichkonstruktionen ist die mechanisch beanspruchbare Vorsatzschale aus LAC, die auch einen festen Putzgrund für eine gute Putzhaftung auch bei herkömmlichen Putzsystemen bietet.

Innerhalb der vorherigen Kapitel wird auch nachgewiesen, dass gerade im Bereich von Einzellasten Mauersteine der Steifigkeitsklasse 12 bei tragenden Innwandschalen von mindestens 13,5 cm, besser aber von 17,5 cm zur Vorhaltung einer Traglastreserve auszuführen sind. Ansonsten können die bereits auf Baustellen in der Praxis anzutreffenden und zum System passend zu entwerfenden mit Normalbeton zu verfüllenden U-Schalen zur Ausbildung von Ringankern und zur Lastverteilung unter Einzelauflagern und Decken zur Traglaststeigerung der Wandkonstruktion verwendet werden. Massive Vollsteine bieten gegenüber monolithischen gelochten Wärmedämmsteinen zudem in statischer Hinsicht den Vorteil, dass sie eine einfachere Verarbeitung auf der Baustelle in Form von Schlitzern und Aussparungen im Mauerwerk für elektrische und sanitäre Installationen erlauben.

Thermisch werden sowohl die zweischaligen Verbund- wie auch dreischaligen Sandwichprototypen analysiert. Mittels 3D-Berechnungen wird eine Parameterstudie zum Einfluss der Dämmstoffqualität und -dicke durchgeführt. Auf Basis der so berechneten U-Werte für die Sandwich- und Verbundsteine mit Außendämmung werden Auswahlmatrizen für die jeweilige Prototypvariante in Abhängigkeit der Leichtbetonrohddichte und der Wanddicke der tragenden Innenschale im „Energieeffizienzlook“ des nach dem luxemburgischen Règlement grand-ducal /REG07/ gültigen Energiepasses zur Energieeffizienz von Wohngebäuden erstellt. Dadurch ist es direkt möglich zu erkennen, in welche Energieeffizienzklasse der Mauersteinprototyp in entsprechender Gesamtwanddicke eingruppiert werden kann. Vergleichsmessungen im Einplattenverfahren in Anlehnung an die DIBt-Richtlinie /DIBt03/ zeigen, dass sich durch eine klare Funktionstrennung in einen tragenden und dämmenden Steinquerschnitt im Gegensatz zu monolithischen Wärmedämmsteinen, wie die Marktstudie gezeigt hat, sicher und gezielt die geforderten Bemessungswerte auf Materialseite und die Anforderungswerte nach den neuen europäischen Energieeinsparverordnungen erfüllen lassen. Auch sind die Prototypen in feuchteschutztechnischer Hinsicht unbedenklich, wie die Analysen mittels einer Bauphysik-Software zu einem möglichen Tauwasserausfall anhand eines Diffusionsdiagramms für die Sandwichkonstruktion /Leu08/ aufzeigen.

8 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

8.1 Zusammenfassung der vorliegenden Arbeit

Bereits in der Vergangenheit konzentrierten sich Forschungsarbeiten auf die Bestimmung von Materialeigenschaften von haufwerksporigen Leichtbetonen (LAC) (vgl. /Voc59/, /Kva01/, /Deh98/), die überwiegend für Wandbaustoffe wie Mauersteine eingesetzt werden.

Doch im Gegensatz zu Normalbetonen und gefügedichten Leichtbetonen /Fau03/ kann festgestellt werden, dass die Materialparameter von LAC in der Vergangenheit kaum systematisch erforscht wurden. Bisher ist bekannt, dass die Frischbetonkonsistenz z.B. durch visuelle Beurteilung wie „glanzfeucht“ /Voc59/ und ausgerundete Menisken zwischen den Zuschlägen für optimale Festigkeitseigenschaften einzustellen ist. Auch ist die Leichtzuschlagsart und der Wassersättigungsgrad der Körnung, sowie die Kornform und Sieblinienabstufung (Haufwerksporigkeit) und die in der Herstellung von Betonfertigteilen mittels stationären Betonsteinfertigern über die Schalungen eingetragene Verdichtungsenergie unter Schockvibration /Kuc92/ maßgebend für die zu erreichende Festbetonstruktur und damit Endfestigkeit des LAC. Jedoch konnten der Literatur weder aktuelle systematische Materialuntersuchungen mit derzeit auf dem Markt verwendeten leichten Gesteinskörnungen zum Rohdichte-Festigkeits- und gleichzeitig Wärmeleitfähigkeits-Verhältnis, noch zu den für Normalbeton bekannten Umrechnungsfaktoren von z.B. Größen- und Schlankheitseffekten von kompakten LAC- Prüfkörpern gefunden werden. Untersuchungen zu Größen- und Schlankheitseffekten z.B. an Würfeln unterschiedlicher Kantenlänge und an Zylindern und Prismen unterschiedlicher Schlankheiten /Mie97/, /Alb67/, /Lew71/, /Schle75/ sowie auch an Steinen unterschiedlicher Formate /Kas80/, /Bee05/ wurden im letzten Jahrhundert für Normalbeton fundiert untersucht und mündeten in normativen Umrechnungsfaktoren. Auch ist zurzeit mit der DIN EN 1520 nur eine europäische Norm im Umlauf, die die Bemessung für haufwerksporige Leichtbetonbauteile regelt. Die Wissens- und Normenvielfalt, die zur Bemessung von Normalbetonbauteilen vorliegt, existiert für LAC- Bauteile in dieser Form nicht.

Neben einer umfassenden Literatur- und Normenstudie zu Mischungsentwurf, Herstellprozess und den Materialeigenschaften sowie der Bemessung von LAC- Bauteilen in Kapitel 2, wurden im Rahmen einer Marktstudie 15 unterschiedliche Mauersteinprodukte geprüft, die dem freien europäischen Markt entnommen wurden. Um den Stand der Technik für erhältliche monolithische Wärmedämmsteine aus LAC zu ermitteln, wurden die ausgewählten Steine entsprechend der in den Zulassung benannten Normen auf die wirklich vorhandene Steindruckfestigkeit und Trockenrohddichte getestet und diese Daten mit den Herstellerangaben verglichen. Dabei wurden in Kapitel 3 vergleichend zu den monolithischen Wärmedämmsteinen auch Sandwichkonstruktionen aus LAC und vergleichend wärmedämmende Porenbetonsteine und ein Hochlochziegel in den unteren Steinfestigkeitsklassen geprüft. Zusätzlich zur Druckfestigkeit und Trockenrohddichte wurde auch der Basiswert der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10, tr}$ der Steine in Anlehnung an die „DIBt-Richtlinie zur Messung der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10, tr}$ von Mauersteinprobekörpern“ /DIBt03/ im Einplattenverfahren in einem Plattengerät mit zusätzlichem Gradientenschutz gemessen. Die Bestimmung der wärmeschutztechnischen Bemessungswerte erfolgte innerhalb der Untersuchungen zur Marktstudie nach DIN 4108-4:2007 und DIN EN ISO 10456 über die dort angegebenen Feuchteumrechnungskoeffizienten in Abhängigkeit der Trockenrohddichteklasse und des Bezugsfeuchtegehaltes des Steinmaterials. Die eigenen und die unabhängig extern durchgeführten Untersuchungen belegen, dass in dem unteren Rohdichtebereich mit großen Streuungen der einzelnen Kennwerte und dem Nichteinhalten der deklarierten Werte zu rechnen ist. Diese empirischen Analysen in Kapitel 3 belegen, dass noch ein großer Forschungsbedarf und ein Optimierungspotenzial im

Bereich der Herstellung und Konstruktion von monolithischen und Sandwich-Mauersteinen aus LAC bestehen.

Ziel der Arbeit war es, zunächst wegen der Erkenntnisse aus der Marktstudie und der geringen wissenschaftlichen Dokumentation von thermischen und mechanischen LAC- Kennwerten, gezielt mathematisch beschreibbare Rohdichte-Festigkeits- und Wärmeleitfähigkeits-Relationen zu entwickeln. Darauf basierend sollte ein Festigkeitsmodell zur Beschreibung der Lochsteinfestigkeit gegenüber der Materialfestigkeit erarbeitet werden. Die zuvor genannten und weitere wichtige Werkstoffparameter wie der E-Modul, Biegezugfestigkeit, Spannungs-Dehnungs-Linie und die Querdehnzahl bilden zusammen mit Untersuchungen zum Einfluss des Größen- und Schlankheitseffektes auf die Festigkeit von LAC- Betonen die Grundlage zur Beschreibung der maßgebenden Schädigungsmechanismen für das Lochsteinversagen unter Druckbeanspruchung. Mittels statistisch abgesicherten und analytisch auf Grundlage weniger Eingangskennwerte beschreibbarer LAC-Eigenschaftswerte sollten im Anschluss an ein Traglastmodell für monolithische Mauersteine und mit den Erkenntnissen aus der Marktstudie, neue Mauerstein-Prototypen entwickelt werden.

Da die Kenntnis der Herstellung von LAC- Betonen bei den Herstellern von Mauersteinen i.d.R. auf Erfahrungswerten beruht, mit lokal variierenden Produktionsbedingungen und unterschiedlich verwendeten Leichtzuschlägen, sowie der geringen Dokumentation des Baustoffs in der bisherigen Literatur, wird in Kapitel 4 gezielt der Leichtbetonentwicklung nachgegangen. Neben dem Mischungsentwurf, Optimierungsversuchen und Anpassungen von ausgewählten LAC- Rezepturen in der großtechnischen Produktion im Kooperationswerk, werden auch die für die Prototypentwicklung maßgebenden Betonkennwerte wie die Trockenrohddichte, die Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit, der E-Modul sowie die Wärmeleitfähigkeit von Platten aus LAC in einem Rohdichtebereich von 500 bis 2000 kg/m³ bestimmt. Diese Parameter werden auch analytisch in Abhängigkeit der Trockenrohddichte bzw. der Druckfestigkeit beschrieben. Darüber hinaus werden an den für die Produktionsversuche ausgewählten Betonen im Trockenrohddichtebereich von 600 bis 1900 kg/m³ weitere mechanische Kennwerte zu Bemessungszwecken für die Modellbildung und zur Prototypentwicklung bestimmt. Dies sind zum einen die Vollsteindruckfestigkeit, die Spannungs-Dehnungs-Linien sowie die Biegezugfestigkeit an Normbalken für LAC und an kleinformatigen Prismen zur Abschätzung eines möglichen Größeneffektes auf die Biegezugfestigkeit, als auch zum anderen die Ermittlung der Querdehnzahl der Betone. Durch die Auswertung dieser zusätzlichen Kennwerte in Abhängigkeit der Trockenrohddichte und Druckfestigkeit der Betone, lassen sich weitere bemessungsrelevante Parameter mathematisch in Abhängigkeit weniger praxisrelevanter und vor allem einfach zu bestimmender Kenngrößen beschreiben.

Da aus der Marktstudie in Kapitel 3 hervorging, dass nicht nur die deklarierten Rohdichten und Wärmeleitfähigkeiten über-, sondern auch die deklarierten Zielfestigkeiten der Steine deutlich unterschritten wurden, werden in Kapitel 5 weitergehende Versuche zum Einfluss von Lochsteingeometrie und Innenstegschlankheiten vollzogen. Im Zuge dessen werden auch die Verhältnisse von verwendetem Größtkorn der Gesteinskörnung zu kompakten Prüfkörpern wie Würfeln und kleinformatigen Wandscheiben bzw. Innenstegen aus Lochsteinen mit unterschiedlichen minimalen Kantenlängen analysiert. Durch diese Untersuchungen wurden zudem Literaturangaben für Normalbeton auch für LAC belegt, dass das optimale Verhältnis von Größtkorn zur vorhandenen kleinsten Kantenlänge für nicht stabilitätsgefährdete Probengeometrien mindestens dem 3,5- fachen des Größtkorndurchmessers betragen sollte. Die systematischen Untersuchungsserien in Kapitel 5 tragen direkt zu einem besseren Verständnis des Einflusses von Innenstegschlankheiten und der gitterförmigen Anordnung von Quer- und Längsstegen auf die resultierende Druckfestigkeit von Lochsteinen bei. Anhand von Untersuchungen an separierten kleinformatigen Wandscheiben aus Vollsteinen und Innenstegen aus Lochsteinen kann quantitativ analytisch der Einfluss von Stegchlankheit zur Stegdruckfestigkeit in Form von Kurvenverläufen beschrieben werden, die durch

eine nichtlineare Regression ermittelt wurden. Darüber hinaus zeigen Versuche an getesteten Lochsteinausschnitten gegenüber zentrischen Drucktests an einzelnen Innenstegen und kompletten Lochsteinen, dass die versetzte Quersteganordnung in klassischen Wärmedämmsteinen des Typs Vbl SW 2 zumindest die Steifigkeit im Bruchzustand gegenüber eines einzelnen vertikal lastabtragenden Innenstege nicht erhöht, sondern tendenziell die Traglast noch vermindert.

Unterstützende lineare und nichtlineare Finite- Element- Berechnungen an einzelnen Wandscheiben aus Innenstegen und an Lochsteinausschnitten mit versetzt angeordneten Querstegen sowie optische Verformungsmessungen an Proben während des Druckversuchs legen nahe, dass die Querstege im linear-elastischen Bereich aussteifend wirken und bei ca. 80-90% der maximalen Belastung parallel zur Belastungsrichtung aufspalten. Dies führt dann sukzessiv zu einer „Säulenbildung“ der einzelnen vertikal lastabtragenden Längsstege im Stein. Experimentell konnten diese im Querstegbereich vertikal verlaufenden Risse auch regelmäßig, sowohl für die Untersuchungen hergestellten Referenz-Lochsteine, als auch für Steine und Steinausschnitte aus der Marktstudie beobachtet werden. Vermutet wird, dass Quer- und Spaltzugspannungen im Steinquerschnitt, bedingt durch die querdehnungsbehindernde Wirkung der Lasteinleitungsplatten und die gitterförmige, versetzte Anordnung der Stege, im Bruchzustand noch verstärkt werden und zu dem beschriebenen Bruchbild führen. Anzumerken ist, dass auch Zugspannungskonzentrationen quer zur Belastungsrichtung durch FE-Berechnungen an Lochsteinen und Lochsteinausschnitten nachvollzogen werden konnten, die diese Theorie unterstützen.

Im Zuge des zu erarbeitenden Traglastmodells von Lochsteinen mit gitterförmiger Innenstegstruktur aus LAC gegenüber der Materialfestigkeit von kompakten Prüfkörpern, wurden in Kapitel 6 zielgerichtet weitere Literaturstellen vergleichend ausgewertet und festgestellt, dass das für einzelne LAC- Lochsteine beobachtete Bruchverhalten auch von anderen Autoren für Mauerwerkswände aus Lochsteinen /Moh07b/, /Schu00/, /Ber00/, /Gab06/ dokumentiert wurde. Dabei scheint dieses Bruchverhalten auch für Lochsteine mit gitterförmiger Struktur aus anderen quasi-spröden Materialien, wie auch Normalbeton und Hochlochziegeln aufzutreten.

Aufbauend auf einer statistischen Auswertung der gemessenen mechanischen Kennwerte der Biegezug- und Druckfestigkeit mittels des Weibull- Modells, wird in Kapitel 6 unter Beachtung bereits bekannter normativer Bemessungsansätze ein Ingenieurmodell zur analytischen Beschreibung der Lochsteifigkeit gegenüber der reinen Materialfestigkeit entwickelt. Abschließend werden die in Kapitel 6 auf Grundlage der Untersuchungen an den Referenzlochstein abgeleiteten Bruchkriterien und Bemessungsregeln an weiteren Lochsteinen aus LAC der Marktstudie verifiziert. Auch für diese Lochsteine und für die nach dem Aufspalten der Querstege verbleibenden, bis zum Stabilitätsversagen vertikal lastabtragenden Innenstege können die Traglasten durch das aufgestellte Berechnungsmodell recht exakt beschrieben werden.

Abschließend fließen die aus den detaillierten Untersuchungen an Lochsteinen und vergleichenden Sandwichstrukturen in der Marktstudie gewonnen Erkenntnisse in die Entwicklung neuer Prototypen in Kapitel 7 mit ein. Mittels ausgewählter, kostengünstiger LAC- Rezepturen im höheren Rohdichtebereich und durch eine klare Funktionstrennung von tragender und dämmender Schicht, können effiziente Steinkonstruktionen sowohl in statischer, als auch thermischer Hinsicht entwickelt werden. Neben Detailentwürfen wurden die entwickelten Steinsysteme sowohl unter statischen, als auch thermischen Gesichtspunkten rechnerisch vorkonzipiert und entsprechend im Kooperationswerk als Prototypen hergestellt. Die daraufhin durchgeführten Vergleichsmessungen zu den mechanischen und thermisch real erreichbaren Kennwerten zeigen zum Beispiel, dass nur eine geringe Abweichung zu den mittels 3D- FE- Analysen im Vorfeld prognostizierten U-Werten zu den wirklich gemessenen Werten besteht.

Mittels dieser entwickelten Untersuchungsmethodik und dem Modell zur Bestimmung der Lochsteinfestigkeit, kann langfristig eine Vorhersage der Lochsteinfestigkeit auf Grundlage von wenigen, wesentlichen mechanischen und thermischen Kennwerten von LAC unter Berücksichtigung des Geometrieinflusses der Innenstege in monolithischen Mauersteinen aus LAC erfolgen.

Aus diesen Erkenntnissen und aus der bereits vollzogen Prototypentwicklung lassen sich nachhaltig optimierte Steinsysteme entwickeln, die den steigenden Anforderungen an die thermischen und mechanischen Eigenschaften von Gebäudehüllen im Rahmen sich verschärfender europäischen Richtlinien zur Energieeffizienz von Wohngebäuden gerecht werden.

8.2 Ausblick

Aufbauend auf den zur Zeit notwendigen mechanischen Eingangskenngrößen für das erarbeitete Traglast- und Bruchmodell zur Beschreibung der Lochsteinfestigkeit ergibt sich als Ausblick für zukünftige Forschungsarbeiten:

- Das Traglastmodell, welches für Lochsteine mit gitterförmiger Innenstegstruktur aus LAC entwickelt und für LAC- Betone aus Blähton- und Bimszuschlägen verifiziert wurde, könnte zukünftig durch Versuche an Lochsteinen aus anderen Baustoffen erweitert werden. Dies wären z.B. Leichtbetone mit anderen Zuschlagsarten, Normalbetonsteine oder auch monolithische Steine aus tragfähigen Holzspanbetonen.
- Da das Modell auf Grundlage von Materialkennwerten aus Kurzzeitversuchen entwickelt wurde, jedoch in der Realität im Wandverband vermauerte Steine durch Dauerlasten belastet werden, könnten zukünftige Langzeitversuche zum Einfluss von Kriechverformungen Aufschluss über das Dauertragverhalten von Lochsteinen liefern. Diese Untersuchungen sollten dann bzgl. resultierenden Kriechausmitteln e_k auf die vertikal belasteten Innenstege in Lochsteinen ausgewertet werden. Gegebenenfalls zu berücksichtigende initiale Schwindverformungen der Innenstege könnten ebenfalls durch systematische Schwindmessungen an LAC- Betonen untersucht und das Modell um diese Einflussgröße erweitert werden.
- Zusätzlich könnten weitere großangelegte Versuchsreihen zur Streubandbreite der Materialkennwerte von LAC- Betonen und eine nachfolgende statistische Auswertung der Daten z.B. nach statistischen Verteilungsmodellen wie dem Weibull-Modell dazu beitragen, dass auch Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite γ_m festgelegt werden könnten. Die so ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte könnten nachträglich in das Traglastmodell impliziert werden, wie dies bereits aus der normativen Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten aus dem Beton- und Mauerwerksbau bekannt ist.

Eine weitere wichtige Entwicklung zur Nachhaltigkeit von für Wohngebäude zu errichtenden Gebäudehüllen, stellt der Einsatz von Baumaterialien aus nachwachsenden Rohstoffen dar. Sollten zukünftig z.B. noch weiter optimierte Leichtbetonrezepturen mit niedrigeren Rohdichten oder andere tragende und gleichzeitig dämmende Baustoffe entwickelt werden, die zugleich einen gewissen Feuerwiderstand und Schallschutz bieten, könnten die in Kapitel 7 vorgeschlagenen Lösungsansätze zur Prototypentwicklung um diese Baustoffe erweitert werden. Dadurch wären langfristig besonders wärmedämmende Außenwandkonstruktionen mit niedrigen Wärmedurchlasskoeffizienten U [W/m^2K] erreichbar. Durch die positive Nutzung von nachwachsenden Rohstoffen und einem klimaneutralen Baustoffkreislauf auf der einen Seite und durch eine Steigerung der Energieeffizienz des Gebäudes durch innovative Außenwandkonstruktionen mit Funktionstrennung in einem tragenden und dämmenden Querschnitt auf der anderen Seite, würden den Bauherren interessante Alternativen gegenüber herkömmlichen Wandbaustoffen geboten.

9 LITERATUR

- /Ach00/ Achziger, J.; Irmschler, H.-J.: Bestimmung der Rechenwerte der Wärmeleitfähigkeit für Mauerwerk durch Messungen und durch Berechnungen Erschienen in: Mauerwerkskalender, Abschnitt D, Teil IV, S.635 ff, 2000
- /Alb67/ Albrecht, W.: Einfluss des Verhältnisses von Probendicke zu Größtkorndurchmesser und Einfluss der Probengröße auf die Betondruckfestigkeit, Literaturauswertung, Beton, Heft 5, S. 173-178, 1967
- /ANS07/ ANSYS, Advanced Analysis Techniques Guide, Ansys Release 11 ; ANSYS Inc., January, 2007
- /Ant92/ Anton, H.: Bestimmung des Wärmedurchlasswiderstandes von Außenwänden aus Mauerwerk- Vergleich zwischen experimenteller Untersuchung und Berechnung nach der Finiten Differenzen Methode, Final report, Forschungsinstitut für Wärmeschutz München (FIW), DIBt Az.:IV 1-5-453/85, 1992
- /Arn86/ Anould, M.; Virlogeux, M.: « Granulats et Bétons Légers » – Bilan de dix ans de recherches ; Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, Paris, 1986
- /Aur71/ Aurich, H.: Kleine Leichtbetonkunde, Bauverlag, Wiesbaden, 1971
- /Bau76/ Bauschinger, J.: Experimentelle Untersuchungen über die Gesetze der Druckfestigkeit, Mitteilungen aus dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der K. Polytechnischen Schule, München, S. 1-18, 1876
- /Baz83/ Bazant, Z.P.; Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete; Erschienen in: Matériaux et Construction, Volume 16, Issue 93, S. 155-177, 1983
- /Bee05/ Beer, I.; Schubert, P.: Zum Einfluss der Steinformate auf die Mauerwerkdruckfestigkeit – Formfaktoren für Mauersteine, Erschienen in: Mauerwerk-Kalender 2005, 30. Jahrgang, Teil A-II, S. 89 ff., Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 2005
- /Ber00/ Berndt, E.: Baumechanische Analyse und Auswertung der Versuche und Begründung der wesentlichen Ergebnisse, Abschlussbericht, F628-Teil 2, Institut für Bauforschung, RWTH-Aachen, Oktober, 2000
- /Ber05/ Berto, L.; Saelta, A.; Scotta, R.; Vitaliani, R.: Failure mechanism of masonry prism loaded in axial compression: computational aspects; Materials and Structures, Vol. 38, pp. 249-256, 2005
- /Ber96/ Berndt, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein, Die Bautechnik, Heft 4, S. 222-234, 1996
- /Bie95/ Bieger, W.-B.; Lierse, J.; Roth, J.: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke; Bemessung und Konstruktion, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1995
- /Bon71/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons. Beton 21, Heft 2, S. 57-60, Heft 3, S. 105-109, 1971
- /Bor05/ Bornemann, R.: Untersuchungen des Frisch- und Festbetonverhaltens Erdfeuchter Betone; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau; Heft 4, Kassel University Press GmbH, Dissertation, 2005
- /Bos08/ Bosold, D. : Leichtbeton; Erschienen in: Zement-Merkblatt Betontechnik, Nr. B13, Verein Deutscher Zementwerke e.V, BetonMarketing Süd GmbH, Bauverlag Wiesbaden, April 2008
- /Bra06/ Brameshuber, W.: Vorlesungsskript, Vertiefungsstudium, "Betontechnologie"-Bruchhypothesen, 2003
- /Bra08/ Brameshuber, W.; Graubohm, M.: Theoretische und Praktische Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerkspfählen aus Kalksand- und Porenbetonvollsteinen, Erschienen in: Mauerwerk 12, Ernst & Sohn, Berlin, Heft 2, S. 74-80, 2008
- /Brau07/ Brauer, N.; Heinecke, S.: Neues Bemessungskonzept und seine Anwendung in der Baupraxis, Bemessung im Mauerwerksbau, Erschienen in: Deutsches-Ingenieurblatt, Oktober, 2007
- /But04/ Buttenweg, Ch.; Meskouris, K.: Nichtlineare Finite-Element-Methoden, Vorlesungsumdruck, LBB, RWTH-Aachen, 2004
- /Cad06/ Cadfem GmbH-Seminarunterlagen: Heat-Transfers in ANSYS; 2006
- /Cam95/ Cammerer, W.-F.: Wärme- und Kälteschutz im Bauwesen und der Industrie;

5. Auflage, Springer Verlag, Berlin Heidelberg, 1995
- /Cem06/ Cemex Deutschland AG: Betontechnische Daten- nach DIN EN 206-1 und DIN 1045, 19. Auflage, März, 2006
- /Cem97/ Cement & Concrete Institute: No-fines Concrete: a practical guide, Midrand, South Africa, 1996
- /Cuy01/ Cuypers, H.: Analysis and Design of Sandwich Panels with Brittle Matrix Composite Faces for building Applications. Brussel, Vrije Universiteit Brussel, Faculteit Toegepaste Wetenschappen Mecanica van Materialen en Constructies, Disseratation, 2001
- /DAfStb 375/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 375, Molzahn, R.: Grundlagen und Verfahren für den Knicksicherheitsnachweis von Druckgliedern aus Konstruktionsleichtbeton, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- /DAfStb 525/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, Beuth Verlag, Berlin, 2003
- /Dan06/ Dankert, J; Dankert, H.: Technische Mechanik, Statik u. Festigkeitslehre Teubner Verlag, Wiesbaden, 2006
- /Dar90/ Prüfbericht 143.1.90-31/05/1990, Institut für Massivbau, Technische Hochschule Darmstadt, Mai, 1990
- /Deh01/ Dehn, F.; Holschemacher, K.: Selbstverdichtender Leichtbeton für den Brückenbau Tagungsband 1. Leipziger Fachtagung „Innovationen im Bauwesen“, 29./30. November, 2001
- /Deh98/ Dehn, F.: Particular Features on the Production of Lightweight Aggregate Concrete (LAC) with Open Structure; Lacer No. 03, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, University of Leipzig, 1998
- /DIBt03/ DIBt-Richtlinie zur Messung der Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10,lr}$ von Mauersteinproben, Fassung Oktober 2002, Erschienen in: DIBt-Mitteilungen 2/2003
- /DIBt03b/ Mitteilungen des DIBt, Bauregelliste A, B, und C, Ausgabe 2003/1, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 2003
- /ELC00/ EuroLightCon-Report No. 8; Properties of lightweight concretes containing Lytag and Liapor, EuroLightCon; Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete; Document BE96-3942/R8, March 2000
- /ELC98/ EuroLightCon-Report No. 1; Definition and International Consensus Report EuroLightCon; Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete; Document BE96-3942/R1, April 1998
- /ELC98a/ EuroLightCon-Report No. 2; LWAC Material Properties; State-of-the-Art; EuroLightCon; Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete; Document BE96-3942/R2, December 1998
- /Eli00/ Elighausen, R.; Pregartner T.; Weber, S.: Befestigungen von Mauerwerk, Mauwerk-Kalender 2000, Ernst und Sohn Verlag, S. 361-385, 2000
- /EM01/ Engineer Manuals; Engineering and Design – Standard Practice for Concrete for Civil Work Structures, US Army Corps of Engineers, Headquarters; USACE Publication Depot, Hyattsville, USA, March, 2001
- /Fäc01/ Fäcke A., Stempniewski L., Baur M.: Vulnerabilitätsanalyse von Bauwerken mit erhöhtem Erdbebenrisikopotenzial; 2. Forum Katastrophenvorsorge “Extreme Naturereignisse-Folgen, Vorsorge, Werkzeuge”; 24-26, September, Leipzig, 2001
- /Fau00/ Faust, T.: Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton, Dissertation, Universität Leipzig, 2000
- /Fau03/ Faust, T.: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- /Fer93/ James Ferguson: *A History of Architecture in All Countries* 3rd edition. Ed. R. Phené Spiers, F.S.A.. London, 1893. Vol. I, p. 320
- /FIB00/ Fédération Internationale du Béton (CEB-FIB), Holand, I. et al.: Lightweight aggregate concrete: recommended extensions to Model Code 90; identification of research needs (part 1), technical report (part 2), case studies, state-of-the-art (part 3); Fib-Bulletin 8, May 2000
- /FIB99/ Fédération Internationale du Béton (CEB-FIB), Holand, I. et al., Lightweight aggregate concrete: Codes and standards- State- of – art report prepared by Task Group 8.1; Fib-Bulletin 4, May 1999

- /Gab05/ Gabor, A.; Ferrier, E.; Jacquelin, P.; Hamelin, P.: Analysis and modelling of in-plane shear behaviour of hollow brick masonry panels, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, p. 308-321, 2006
- /Glo04/ Glock, Ch.: Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände; Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung, Heft Nr. 9, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2004
- /Gol08/ Goltermann, P.: Load-carrying capacity of lightly reinforced, prefabricated walls of lightweight aggregate concrete with open structure, *Materials and Structures*, Rilem, 2008
- /Gra07/ Graubner, C.-A.; Richter, L.: Diskrete FE-Modellierung von Mauerwerk zur Bestimmung der Druckfestigkeit; Erschienen in: *Mauerwerk* 11, Heft 6, S. 342-348, 2007
- /Gun00/ Gunkler, E.: Vorgespanntes Mauerwerk; *Mauerwerk-Kalender*, Teil B-Konstruktion und Bauwerkserhaltung IV, S.333-359, 2000
- /Guo02/ Guo, W.: Ein Modell zur wirklichkeitsnahen instationären Berechnung von Stahl- und Spannbetonstrukturen im Tieftemperaturbereich, Bergische Universität Wuppertal, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Heft 10, Dissertation, 2002
- /Hak01/ Hake, E.; Meskouris, K.: Statik der Flächentragwerke, Kapitel 2, Scheibentheorie, vgl. S.20-22, Verlag Springer, Berlin-Heidelberg, 2001
- /Hal49/ Haller, P.: Die Knickfähigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen; *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 67; Heft 38, S. 531-536, 1949
- /Hal69/ Haller, P.: Load Capacity of brick masonry; Published in: *Proceedings of the International Conference on Masonry Structural Systems*, University of Texas at Austin, ed. Franklin B. Johnson, pp. 129-149, 1969
- /Här08/ Härtler, G.: Statistik für Ausfalldaten; *Mathematische Statistik zur Analyse von Beobachtungs- und Messwerten für die Zuverlässigkeitstechnik*, LiLoLe-Verlag GmbH, Hagen, 2008
- /Hau06/ Hauser, G.: Bauphysikalische Grundlagen-Wärmelehre; Vorlesungsskript Bauphysik I, Lehrstuhl für Bauphysik, Technische Universität München, September, 2006
- /Heg02/ Hegger, J.; Will, N.; Goralski, C.: Wände aus unbewehrtem Beton, Erschienen in: *Beton- und Stahlbetonbau* 97, Heft 3, Verlag Ernst & Sohn, s. S. 121-129, 2002
- /Heg03/ Hegger, J.: Massivbauskript, RWTH-Aachen, IMB- Institut für Massivbau, 2003
- /Heg07/ Hegger, M.; Dreßen, T.; Will, N.: Zur Tragfähigkeit unbewehrter Betonwände Ernst & Sohn Verlag, *Beton & Stahlbetonbau*, 102, Heft 5, S. 280-288, 2007
- /Her80/ Hermann, V.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Leichtbeton (gefügedichter Leichtbeton); Erschienen in: *DAfStb-Heft* 313, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S.3-56, 1980
- /Her97/ Hering, E.; Martin, R.; Stohrer, M.: Physik für Ingenieure, Kapitel 2: Mechanik deformierbarer Körper, VDI-Springer Verlag, Berlin, 1997
- /Hof07/ Hoffmann, J.: Bemessung von Mauerwerk nach dem Teilsicherheitskonzept- Bemessungsbeispiele nach DIN 1053-100: Erschienen in: *Mauerwerk-Kalender* 2007, 32. Jahrgang, Teil C-III, S. 183 ff., Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 2007
- /Hör02/ Hörsch, T.: Dreidimensionale numerische Simulation des mechanischen Verhaltens von Beton auf der Ebene des Mesogefüges; Dissertation ETH-Zürich, 2002
- /Hum59/ Hummel, A.: Das Beton ABC, Ernst & Sohn, Berlin, 12. Auflage, 1959
- /Jäg02/ Jäger, W.; Vassilev, T.; Baier, G.; Pflücke, T.; Morlack, F.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6 Forschungsbericht T 2988, Erschienen bei: Fraunhofer IRB Verlag, 2002
- /Jäg06/ Jäger, W.; Pflücke, T.: Einfluss der Schlankheit auf die Druckfestigkeit von Mauerwerksprüfkörpern nach EC 6, Forschungsbericht T 3106; Erschienen bei: Fraunhofer IRB Verlag, 2006
- /Kar04/ Karutz, H.: Production of highly insulated walls made with expanded glass granules on a circulating system; Published in: *Concrete Plant + Precast Technology*, Issue 9, February, 2004, S. 40-45
- /Kar08/ Karl, S., Dr.: Persönliche Mitteilungen von Dr. S. Karl; Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, April, 2008
- /Kas80/ Kasten, D.: Zur Gestaltabhängigkeit der Druck- und Spaltzugfestigkeit von Kalksandsteinen, Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover,

- Heft 45, Dissertation, 1980
- /Kim04/ Kim, J.-H. J.; Yi, S.-T.; Kim, J.-K.: Size effect of concrete members applied with flexural compressive stresses; Printed in: International Journal of Fracture Mechanics, Volume 126, p. 79-102, 2004
- /Kor02/ Kordy, A.; Safouh, A. El K. M. et al.: Lightweight Concrete B. Sc. Graduation Project; Alexandria University, Faculty of Engineering, Civil Engineering Department, 2002
- /Kri76/ Kritschig, K.: Tragfähigkeit von Mauerwerk bei vertikaler Belastung- Traglastverfahren Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn, Berlin, Band 1, S. 287 ff, 1976
- /Kri91/ Kritschig, K.; Anstötz, W.: Knickuntersuchungen an Mauerwerksproben, Proceedings of the 9th International Brick/ Block Masonry Conference, Berlin, 13-19 October, S. 202-209, 1991
- /Kri98/ Kritschig, K.: Zur Größe der Abminderungsfaktoren Φ im EC 6 zur Berücksichtigung der Lastausmitte und Schlankheit; Erschienen in: das Mauerwerk, Heft 1, S. 28-32, 1998
- /Kuc03/ Kuch, H. Dr.-Ing. habil., Schwabe, J.-H. –Dr.-Ing.: Entwicklungstendenzen und –potenziale bei Fertigungsmaschinen zur Herstellung von Betonwaren und Betonfertigteilen Erschienen in: Betonwerk + Fertigerteiltechnik, Heft 6/2003,
- /Kuc08/ Kuch, H.; Palzer, U.; Schwabe, J.-H.: Molding and compaction of precast concrete elements – Current status of research and development of technical solutions; Published in: Concrete Precasting Plant and Technology, Issue 11/2008, S. 4-11
- /Kuc92/ Kuch, H. Dr.-Ing. habil.: Technical Process Problems Related to the Moulding and Compaction of Small-Sized Concrete Products Published in: Concrete Precasting Plant and Technology, Issue 4/1992, S. 80-87
- /Kuc92b/ Kuch, H. Dr.-Ing. habil.: Model Formation in Vibratory Compaction of Concrete Published in: Concrete Precasting Plant and Technology, Issue 2/1992, S. 101-106
- /Küh01/ Kühlmeyer, M.: Statistische Auswertungsmethoden für Ingenieure, Springer-Verlag, Berlin, 2001
- /Kun08/ Kunz, J.: Druckbelastungsgrenzen von Stäben geringer Schlankheitsgrade; Erschienen in: Konstruktion, Zeitschrift für Produktentwicklung und Ingenieur-Werkstoffe, VDI-Springer-Verlag, Heft 4, S.94-98, 2008
- /Kva01/ Kvande, T.: Investigations of some Material Properties for Structural Analysis of LECA Masonry, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering, Dissertation, March, 2001
- /Läp06/ Läßle, V.: Einführung in die Festigkeitslehre; Lehr- und Übungsbuch, Kapitel 6; Fiedr. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 2006
- /Leu07/ Leufgens, N., Waldmann, D. ; Maas, S.; Zürbes, A.: Development of Hybrid-Light Concrete Bricks with Improved Heat-Insulating Properties
Third Scottish Conference of Postgraduate Researchers of the Built and Natural Environment, PRoBE 2007, Conference Proceedings, November 2007, pp. 277-289
- /Leu07b/ Leufgens, N.: Forschungsbericht II-Projekt ITM, Untersuchung des finnischen Mauersteins MEH-380 und Vorstellung erster Neuentwürfe, Université de Luxembourg, unveröffentlicht, Mai 2007
- /Leu08/ Leufgens, N.: Forschungsbericht IV-Projekt ITM, Abschluss der Marktstudie, Leichtbeton- und Prototypentwicklung sowie Untersuchung des Einflusses der Prüfkörpergeometrie und Schlankheit auf die Druckfestigkeit; Université de Luxembourg, unveröffentlicht, August 2008
- /Leu09/ Leufgens N., Waldmann D., Maas S., Zürbes A.: Thermische und Mechanische Eigenschaftswerte von haufwerksporigen Leichtbetonen (LAC) zur Optimierung von Wärmedämmsteinen, Tagungsband, ibausil -Internationale Baustofftagung, Bauhaus-Universität Weimar, September, 2009
- /Leu09a/ Leufgens, N.: Forschungsbericht V-Projekt ITM, Einfluss von Schlankheit und Probengeometrie auf die Druckfestigkeit von LAC-Mauersteinen & Wandscheiben – Tests und Vergleichende Berechnungen; Université de Luxembourg, unveröffentlicht, August 2009
- /Lew71/ Lewandowski, R.: Beziehungen zwischen Zylinder- und Wuerfeldruckfestigkeit des Betons; Erschienen in: Betonstein-Zeitung, Heft 9, S. 562-566, 1971
- /Lia05/ Liapor GmbH & Co. KG, Sortenverzeichnis, Stand 02/2005

- /Mas05/ Massart, T.J.; Peerlings, R.H.J; Geers, M. G. D.; Gottcheiner, S.: Mesoscopic modeling of failure in brick masonry accounting for three-dimensional effects; Published in: Engineering Fracture Mechanics, Vol. 72, pp. 1238-1253, 2005
- /MC90/ CEB-FIB Model Code 1990-Design Code
Comité Euro-International du Béton ; published by : Thomas Telford Services Ltd., London, 1993
- /Mie97/ Van Mier, J.G.M.; Shah, S.P.; Arnaud, M; König, G. et. al.: Strain-softening of concrete in uniaxial compression; Published in: Materials and Structures/ Matériaux et Constructions, Vol. 30, May 1997, pp 195-209
- /Moh07/ Mohamad, G.: Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressao ; Universidade do Minho, Dissertation, Feb., 2007
- /Moh07b/ Mohammad, G.; Lourenco, P.; Roman, H.: Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: Review and prospects; Published in: Cement and Concrete Composites, Vol. 29, pp 181-192, 2007
- /Mül04/ Müller, H.; Haist, M.: Selbstverdichtender Leichtbeton; Beton + Fertigteiltechnik, Dez. 2004
- /Mül98/ Müller, Ch.; Wiens, U.: Bewertung der bei der Aufbereitung von Bauschutt anfallenden Recyclingzuschläge hinsichtlich der Eignung als Betonzuschlag; Baustoffkreislauf im Massivbau (BiM), Statusseminar, Zwischenbericht, D 03, BiM, Sept., 1998
- /Nem04/ Nemecek, J.; Bittnar, Z.: Experimental investigation and numerical simulation of post-peak behavior and size effect of reinforced concrete columns
Published in: Materials and Structures, Vol. 37, pp 161-169, RILEM, April, 2004
- /Neu01/ Neunast, A.; Lange F.: Leichtbeton Handbuch, Fachvereinigung Leichtbeton e.V., Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 2001
- /Nor94/ Zulassungsbescheid Z-17,1-512: Zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung aus dreischaligen Leichtbetonblöcken, Norsk Leca, Erschienen bei: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, April, 1994
- /Now81/ Nowak, B.: Die historische Entwicklung des Knickstabproblems und dessen Behandlung in den Stahlbaunormen, Heft 35, Institut für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1981
- /Orl04/ Orlowsky, J.: Zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasbewehrung in Textilbeton, In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton 2005), Heft 558, RWTH Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, Dissertation, 2004
- /Pag03/ Pagliosa, C.: Mechanisches Verhalten von Keramik, Werkstoffpraktikum WS 2003/2004, ETH-Zürich, 2003
- /Por02/ Porenbeton Handbuch: Bundesverband Porenbeton, 5. Auflage, 2002
- /Pot01a/ Pattofatto, S. : Modélisation du compactage d'un béton frais vibré
Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan, Frankreich, , 2001
- /Pot01b/ Pattofatto, S. :Etude du comportement dynamique d'un béton frais sous vibrations, Application au procédé de fabrication des parpaings, Laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS Cachan, CNRS Université de Paris 6, Frankreich, 2001
- /RDG07/ Règlement grand-ducal du 30 novembre 2007;Performance Energétique des bâtiments d'habitation ; Veröffentlicht : Mémorial, Journal Officiel du Grand-Duché de Luxembourg A-No. 221, 14. décembre, 2007
- /Rey02/ Reyer, E.; Schild, K.; Völkner, S.: Kompendium der Dämmstoffe, 3. überarbeitete und erweiterte Auflage, Fraunhofer IRB Verlag, 2002
- /Ros25/ Ros, M.: S.I.A.-Normen für Holzbauten; Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an der E.M.P.A. mit Bauhölzern in den Jahren 1924/25 als Grundlage für die Normen S.I.A, Zürich, September, 1925
- /Rub82/ Rubert, A.; Schot, H.: Traglastnachweis für unbewehrte Betondruckglieder nach Theorie II. Ordnung auf der Grundlage der DIN 1045; Verlag Ernst und Sohn, Berlin, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 77, Heft 6, S. 145-150,1982
- /Sab06/ Sabha, A.: Tragfähigkeit von schlanken Druckgliedern aus Beton und Mauerwerk, Bautechnik, Vol. 83, Heft 8, Verlag Ernst & Sohn, S.550-554, 2006

- /Sag01/ Sagmeister, B.; Rohowski, H.: Einflussmöglichkeiten auf den Bezugsfeuchtegehalt von Betonen; Erschienen in: Das Mauerwerk, Ernst & Sohn Verlag, Heft 1, 2001
- /Sag99/ Sagmeister, B.: Rezeptoptimierung von haufwerksporigen Leichtbeton, Erschienen in: Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 11, Vol 65 Bauverlag GmbH Wiesbaden 1999, Sonderdruck, S.70-79
- /Sag99b/ Sagmeister, B.: Mauersteine- Wärmedämmend mit haufwerksporigen Leichtbeton, Erschienen in: Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 7, Vol 65, Bauverlag GmbH Wiesbaden, 1999, S. 48-55
- /Sal06/ Sallé, H.; Quenard, D.: "Determination of thermal conductivity dynamic method", Erschienen in: Cahier du CSTB, Juin 2006
- /Schi06/ Schießl, E.H.P.; Skriptum zur Grundvorlesung in Baustoffkunde; Teil D: Beton; Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Stand Januar, 2006
- /Schl01/ Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Betonkalender II, Ernst & Sohn Verlag, 2005
- /Schle02/ Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.; Will, J.; Fischer, D.: Tragfähigkeitsuntersuchungen der weltgrößten Ziegelsteinbrücke- Berechnung der Göltzschtalbrücke mit ANSYS, 20th CAD-FEM User's Meeting, 2002
- /Schle75/ Schleeh, W.: Theorie und Praxis bei der Druckfestigkeitsprüfung Erschienen in: Beton, Heft 4, S. 132-138, 1975
- /Schle75b/ Schleeh, W.: Die Spannungszustände in den Versuchskörpern zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit, Erschienen in: Beton- und Stahlbeton, Heft 8, S. 194-201, 1975
- /Schn05/ Schneider, K.-J.: Baustatik; Erschienen in: Mauerwerksbau aktuell, Praxishandbuch 2005 für Architekten und Bauingenieure, S. E.1 –E.80, Bauwerkverlag GmbH, Berlin, 2005
- /Schn98/ Schnell, W.; Gross, D.; Hauger, W.: Technische Mechanik- Band 2: Elastostatik Verlag Springer, Berlin-Heidelberg, 1998
- /Schu00/ Schubert, P.; Bohne, D.: Theoretische und praktische Untersuchungen zur rechnerischen Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk, Forschungsbericht F628-Teil 1, Institut für Bauforschung, RWTH-Aachen, Oktober, 2000
- /Schu91/ Schubert, P.: Prüfverfahren von Mauerwerk, Mauerstein und Mauermörtel; Mauerwerk-Kalender, Nr. 16, S. 685-697, Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- /Schu92/ Schubert, P.; Meyer, U.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender, 17, S. 615-622; Ernst & Sohn, 1992
- /Schw06/ Schwabe, J.-H., Kuch, H.: Optimierung der Verarbeitung von Betongemengen zur Erzielung höherer Qualität von Betonwaren; Kongressunterlagen 50. Beton Tage- Podium 2, Erschienen in: Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 2/2006
- /Sie08/ Siech, H. J.: Druckfestigkeit von Mauer- und Putzmörtel - Gestaltsfaktoren zur Korrelation unterschiedlicher Prüfkörper-Geometrien, Erschienen in: Mauerwerk, Vol. 12, Heft 1, Ernst & Sohn, Berlin, 2008
- /Spi01/ Spitzner, M. H.: Korrelation der Messergebnisse für die Wärmeleitfähigkeit von Ziegeln aus Wand- und Halbsteinmessungen; Jahrbuch für die Ziegel-, Baukeramik- und Steinzeugröhren-Industrie, Jahrgang 2001, S. 41-48.
- /Spi75/ Spitzner, J.: Haufwerksporige Leichtbetone aus Blähton; Erschienen in: Beton, Heft 3, 1975, S. 92-94
- /Sta06/ Stark, R.: Festigkeitslehre, Aufgaben und Lösungen, Springer-Verlag, Wien, S. 235-254, 2006
- /Tau05/ Taurus instruments GmbH, Benutzerhandbuch, TLP 900 Z, Version Juni 2005
- /The75/ Theimer, O.-F.; Theimer, G.: Hilfstafeln zur Berechnung wandartiger Stahlbetonträger, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1975
- /Thi05/ Thienel, K.-Ch.: Vergleich der Festlegungen für die Eigenschaften des Leichtbetons in DIN EN 1520 mit den Regelungen in DIN 4028, DIN 4232 und DIN 1045-1; Gutachten im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik – T 3087, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, August, 2005
- /Thi06/ Thienel, K.-Ch.: Werkstoffe des Bauwesens – Leichtbeton Frühjahrstrimester 2006, Institut der Werkstoffe für das Bauwesen, Universität der Bundeswehr

- München, 2006
- /Ton07/ Bilder der Firma Toni Technik zum angebotenen Messequipement zur Bestimmung der Querdehnzahl an Würfel- und Zylinderproben
- /Tsi04/ Tsitsiris, H.: Etude du comportement dynamique d'un béton frais sous vibrations, Année universitaire 2003-2004 ; DEA S3M, Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan, Frankreich, unveröffentlicht, 2004
- /Tue07/ Tue, N.V.; Schenk, G.; Schwarz, J.: Eine kritische Betrachtung des zusätzlichen Sicherheitsbeiwertes für hochfesten Beton, Bauingenieur, Band 82, S. 39-46, Januar, 2007
- /Vli96/ Van Vliet M.R.A.; van Mier, J.G.M.: Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression; Published in: Mechanics of cohesive-frictional materials, Vol. 1, pp. 115-127, 1996
- /Voc59/ Vocke, E.: Kleine Leichtbetonkunde für die Praxis, Bauverlag, Wiesbaden, 1959
- /Voß09/ Voß, K.-U.: Target optimization of high thermal insulation lightweight aggregate concrete with open structure; Proceedings of the 53rd BetonTage- Building the Future- Ulm, Published in: Concrete Plant + Precast Technology, Volume 75, February, 2009, S. 112-113
- /Wik09/ Wikipedia, Online-Enzyklopädie, Begriff "Leichtbeton", 2009
- /Wil03/ Willems, W.-M.: Skriptum Mauerwerksbau; Ruhr- Universität Bochum; Institut für Baukonstruktionen und Bauphysik, September, 2003
- /Wil04/ Wilker, H.: Weibull-Statistik in der Praxis, Leitfaden zur Zuverlässigkeitsermittlung technischer Produkte; Band 3, Verlag: Books on Demand GmbH, Norderstedt, 2004
- /Wil74/ William, K.J.; Warnke, R. P.: Constitutive Model for the triaxial behaviour of concrete ; IABSE, Seminar on concrete structures subjected to triaxial stresses, Bergamo, Italy, 1974
- /Wol08/ Wolf, S.; Walther, H.; Langer, P.; Stoyan, D.: Statistische Untersuchung der Druckfestigkeit von Porenbeton – Größeneffekt und Umrechnungsfaktoren, Mauerwerk 12, Heft 1, Verlag Ernst & Sohn, S. 19-24, 2008
- /Wrig06/ Wriggers, P.: Computational Contact Mechanics, Second Edition, Springer-Verlag, 2006
- /Zem02/ Zement Taschenbuch 2002: Leichte Gesteinskörnungen, Leichtbeton; Hrsg. Verein Deutscher Zementwerke e.V. Erschienen bei: Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf
- /Zil06/ Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau; Nach DIN 1045-1 und DIN – EN 1992-1-1 (EC 2); Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2006
- /Zuc06/ Zucchini, A.; Lourenco, P.B.: Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenization approach, Published in: Computers and Structures, Vol. 85, pp. 193-204, 2007

10 NORMEN

- ASTM C 469-02 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression; ASTM-International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, United States, Vol. 10.02, 2002
- DIN EN 206-1 Beton- Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität: Deutsche Fassung EN 206-1: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2000
- DIN EN 772-9 DIN EN 772-9: Prüfverfahren für Mauersteine- Teil 9: Bestimmung des Loch- und Nettovolumens sowie des prozentualen Lochanteils von Mauerziegeln und Kalksandsteinen mittels Sandfüllung, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, September, Mai 2005
- DIN EN 772-1 DIN EN 772-1:2000; Prüfverfahren für Mauersteine: Bestimmung der Druckfestigkeit, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, September, 2000
- DIN EN 771-1 bis 5 Festlegungen für Mauersteine, Teil 1: Mauerziegel, 2003
Teil 2: Kalksandsteine; 2003; Teil 3: Mauersteine aus Beton mit dichten und porigen Zuschlägen, 2005-05; Teil 4: Porenbetonsteine, 2003; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin,

- DIN EN 933-1 Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung – Siebverfahren; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Januar, 2006
- DIN 1053-100 Mauerwerk-Teil 100; Berechnung auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, DIN-Beuth-Verlag, Berlin, August, 2006 und September, 2007
- DIN EN 992 Bestimmung der Trockenrohddichte von haufwerksporigen Leichtbeton; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, September, 1995
- DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton- Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, August, 2008
- DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2001 und August, 2008
- DIN 1048-1 Prüfverfahren für Beton: Frischbeton; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juni, 1991
- DIN 1053-1 Mauerwerk, Berechnung und Ausführung, Ausgabe: November 1996; Teil 1: Berechnung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin; März, 1996
- DIN EN 1097-6 DIN EN 1097-6: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 6: Bestimmung der Rohddichte und der Wasseraufnahme; Deutsche Fassung EN 1097-6:2000 + AC:2002 + A1:2005; Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung Dezember, 2005
- DIN EN 1097-5 DIN EN 1097-5: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 5: Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung, Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung Oktober, 1999 & Mai, 2008
- DIN EN 1520 Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigen Leichtbeton, Deutsche Fassung EN 1520 + AC 2003 & Deutsche Fassung prEN 1520:2007; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2003 & Oktober, 2007
- DIN EN 1521 Bestimmung der Biegezugfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton: Deutsche Fassung EN 1521; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Dezember, 1996
- DIN EN 1745 Mauerwerk und Mauerwerksprodukte . Verfahren zur Ermittlung von Wärmeschutzrechenwerten; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, August, 2002
- DIN EN 1934 DIN EN 1934: 1998 -04: Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden – Messung des Wärmedurchlasswiderstandes; Heizkastenverfahren mit dem Wärmestrommesser – Mauerwerk. Deutsche Fassung EN 1934; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, April, 2004
- DIN EN 1992-1-1 DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2 (EC 2): Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Spannbetontragwerken; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2005, Deutsche Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Oktober, 2005
- DIN EN 1996:Teil 1 DIN EN 1996-1-1: 2006. Eurocode 6 (EC 6): Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln; Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung EN 1996-1-1: 2005, Deutsche Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Januar, 2006
- DIN EN 1996:Teil 3 DIN EN 1996-3; Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerks-bauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauer-werksbauten, DIN- Beuth- Verlag, April 2004
- DIN V 105-2:2002 Mauerziegel, Teil 2: Wärmedämmziegel und Hochlochziegel der Rohdichteklasse ≤ 1.0
Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juni, 2002

- DIN EN 772-13:2000 Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 13; Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohdichte von Mauersteinen (außer Natursteinen), Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, September, 2000
- DIN EN 1097-3:1998 DIN EN 1097-3: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 3: Bestimmung von Schüttdichte und Hohlraumgehalt; Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung Juni, 1998
- DIN EN 1352:1997 Bestimmung des statischen E-Moduls unter Druckbeanspruchung von dampfgehärtetem Porenbeton und von haufwerksporigem Leichtbeton Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Februar, 1997
- DIN EN 1354:1997 Bestimmung der Druckfestigkeit von haufwerksporigem Leichtbeton Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Februar, 1997
- DIN V 4165-100 Bzw. DIN V 4165:2003-06; Porenbetonssteine Plansteine und Planelemente; Deutsche Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juni, 2005
- DIN 4108-3 Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden-Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2001
- DIN 4172 DIN 4172; Maßordnung im Hochbau; DIN- Beuth- Verlag, Berlin, Juli 1955
- DIN 4213 Anwendung von vorgefertigten bewehrten Bauteilen aus haufwerksporigem Leichtbeton in Bauwerken, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin Juli, 2003
- DIN 4232 Wände aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge; Bemessung und Ausführung; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin September 1987
- DIN 4028:1982 Stahlbetondielen aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge: Anforderung, Prüfung, Bemessung, Einbau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Januar, 1982
- DIN V 4108-4:2004 Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden-Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2004
- DIN V 4108-4:2007 Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden-Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2007
- DIN EN ISO 6946 DIN EN ISO 6946, Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient, Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung Oktober 2003
- DIN EN ISO 8302 ISO 8302, International Standard, „Thermal insulation-Determination of steady-state thermal resistance and related properties-Guarded hot plate apparatus“, 1. Ausgabe 1991
- DIN EN ISO 8990 DIN EN ISO 8990: Wärmeschutz- Bestimmung der Wärmedurchgangseigenschaften im stationären Zustand – Verfahren mit dem kalibrierten und dem geregelten Heizkasten; Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung September 1996
- DIN EN ISO 10211-1 Wärmeströme und Oberflächentemperaturen, Teil 1: Allgemeine Berechnungsverfahren; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, November, 1995 bzw. Entwurf DIN EN ISO 10211, Juni 2005
- DIN EN ISO 10456 DIN EN ISO 10456, Baustoffe und -produkte -Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften- Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte (prEN ISO 10456:2005), Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juni, 2005
- DIN EN 12390-1 DIN EN 12390-1:2001-02:Prüfung von Festbeton; Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen, Deutsche Fassung EN 12390-1:2000; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Februar, 2001
- DIN EN 12524 DIN EN 12524: Baustoffe und Bauprodukte; Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften; „Tabellierte Bemessungswerte“, Deutsche Fassung EN 12524; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juli, 2000

- DIN EN ISO 12571 DIN EN ISO 12571: Bestimmung der hygroskopische Sorptionseigenschaften, Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten
Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, April, 2000
- DIN EN 12620 DIN EN 12620: Gesteinskörnungen für Beton (Korngruppen, eigenen Siebung, Grundsiebsatz + Ergänzungssiebsatz 2), Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, April, 2003
- DIN EN 12664 DIN EN 12664, "Bestimmung des Wärmedurchlasswiderstandes nach dem Verfahren mit dem Plattengerät und dem Wärmestrommessplattengerät"- Produkte mit mittlerem und niedrigem Wärmedurchlasswiderstand, Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung Mai 2001
- DIN EN 13055-1 DIN EN 13055-1: Leichte Gesteinskörnungen; Teil 1: Leichte Gesteinskörnungen für Beton, Mörtel und Einpressmörtel; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, August, 2002
- DIN V 18152-100 DIN V 18152; Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton, Teil 100: Vollsteine und Vollblöcke mit besonderen Eigenschaften
Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Oktober, 2005
- DIN V 18153-100:2005 DIN V 18153; Mauersteine aus Beton (Normalbeton),- Teil 100:Mauersteine mit besonderen Eigenschaften
Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Oktober, 2005
- DIN V 18151:2003-10 DIN V 18151; Höhlblöcke aus Leichtbeton; Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Oktober, 2003
- DIN V 18152:2003-10 DIN V 18152; Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Oktober, 2003
- DIN 52611-1 DIN 52611-1, „Bestimmung des Wärmedurchlasswiderstandes von Bauteilen- Prüfung im Laboratorium“, Heizkastenverfahren, Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung Januar 1991
- DIN 52612-1 DIN 52612-1/2, „Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit mit dem Plattengerät“, Durchführung und Auswertung, Erschienen bei: Beuth-Verlag GmbH, Fassung September 1979
- DIN 52620 DIN 52620: Wärmeschutztechnische Prüfungen, Bestimmung des Bezugsfeuchtegehalts von Baustoffen: Ausgleichfeuchtegehalt bei 23°C und 80% relativer Luftfeuchte, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag Berlin, Juni, 2005
- DIN 55303-7:1996 DIN 55303-7: Statistische Auswertung von Daten; Teil 7: Schätz- und Testverfahren bei zweiparametrischer Weibull-Verteilung; Deutsches Institut für Normung e.V.; Beuth Verlag, Berlin, März, 1996

A ANHANG- MARKTSTUDIE

A.1 Methoden der Bestimmung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit -Beispielberechnung

Zur Einstufung in die Rohdichteklasse wurden sowohl DIN V 4108-4:2007, als auch DIN V 4108-4:2004 herangezogen, da die letztgenannte Norm bei Erteilung der Zulassungen für die meisten Mauersteinprodukte der Marktstudie galt. Zur Verdeutlichung des Vorgehens nach den einzelnen normativen Verweisen seien in der Abbildung A-1 nachfolgend Beispielberechnungen für den auch extern geprüften Mauerstein der Kennung F der Marktstudie angegeben. Wie aus Abbildung A-1 hervorgeht, liegen die Zuschlagswerte zur Berücksichtigung der Feuchte auf die Wärmeleitfähigkeit nach den heutigen Normvorgaben zwischen 3 und 18% für die üblicherweise bei der Herstellung von Mauersteinen verwendeten Ausgangsstoffe bzw. Materialien.

Ermittlung von Rechenwerten der Wärmeleitfähigkeit λ_u unter Berücksichtigung des Feuchteinflusses nach DIN EN 1745:2002:

Messung nach DIN EN 1745 im trockenen Zustand $\lambda_{10,ir}$ oder im feuchten Zustand (z.B. $23 \pm 2 / 50 \pm 5$) (s.S. 7 DIN EN 1745)
-Wert im feuchten Zustand muss dann auf Trockenzustand umgerechnet werden!

$$\lambda_2 = \lambda_1 \times F_m$$

mit :

$$F_m = e^{f_{\psi} \cdot (\psi_2 - \psi_1)} \quad \text{oder} \quad F_m = e^{f_u \cdot (u_2 - u_1)}$$

nach Tabelle A.4 DIN EN 1745:

Betonsteine mit Bims als einzigem Zuschlag: $f_{\psi} = 4 \text{ [m}^3/\text{m}^3]$

Tab. A.6:
Betonsteine mit Blähtonzuschlag $f_u = 4 \text{ [kg/kg]}$

Tab. A.9:
Betonsteine mit anderen Leichtzuschlägen $f_{\psi} = 4 \text{ [m}^3/\text{m}^3]$

Hinweis:

falls keine nationalen Richtlinien existieren ist für alle Materialarten + Geometrien ein Feuchteumrechnungskoeffizient von 6% zu verwenden (d.h. R-Wand ändert sich um 6% je Prozent Änderung d. Feuchtegehalts (s.S. 11 DIN EN 1745))

Tabellierte Bemessungswerte nach DIN EN 12524:07-2000, Tab. 2 bzw. DIN EN ISO 10456-2005:06 Tab. 4 für feuchtetechnische Eigenschaften :

Beton mit Bimszuschlägen:		bei 23/50 $\psi \text{ [m}^3/\text{m}^3]$	bei 23/80 $\psi \text{ [m}^3/\text{m}^3]$
$\rho_v =$	500 bis 1300 kg/m^3	0,02	0,035
Feuchteumrechnungskoeffizient:	f_{ψ}	=	4 $\text{[m}^3/\text{m}^3]$

Berechnung:

$$F_m = e^{4 \cdot (0,035 - 0,02)} = 1,06 \quad \text{Randbedingung 2 23/80 und Randbedingung 1 23/50}$$

$$F_m = e^{4 \cdot (0,035 - 0)} = 1,15 \quad \text{R2 23/80 R1 trockener Zustand gilt für Messung Plattengerät (vgl. Wert nach DIN 4108-4 Tab. 5, s.o.)}$$

Bestimmung des Bemessungswertes der Wärmeleitfähigkeit nach DIN 4108-4

nach Tabelle 4 Z 2.2: Feuchtegehalt : 0,045 kg/kg entspricht 4,5 M-%
für LAC mit Bims

nach **Zulassung** des Block F: $f_u \leq 4,5 \text{ M-\%}$ (vgl. Angabe Norm, s.o.)
(bei 23°C/80 % r.F. s.S. 5 der Zulassung)

Geprüft nach Lagerung 23/80 bis Ausgleichsfeuchte durch Adsorption:

$f_u = 4,35 \text{ M-\%}$ ok

Umrechnenwert für den Feuchtegehalt für Wandbaustoffe nach Tabelle 5:

Beton mit	Bimszuschlägen	$F_m =$	1,15
	überwiegend Blähtonzuschlägen	$F_m =$	1,13
	(allg.) mit Leichtzuschlägen	$F_m =$	1,22
	nur mit Blähton	$F_m =$	1,08
	Mauerziegel	$F_m =$	1,13

F_m bezogen auf den Trockenwert d. Wärmeleitfähigkeit

Mindestwert nach DIN 4108-4: 2004-07: $F_{min} = 1,05$

Mindestwert nach DIN V 4108-4: 2007-06: $F_{min} = 1,03$

Berechnung:

$$\lambda_U = \lambda_{10, tr, (ex)} * F_m \quad \text{bzw.} \quad \lambda = \lambda_D * F_m \quad (\text{vgl. S. 42 DIN 4108-4:2004-07})$$

mit:

$$\lambda_{equ} = \lambda_{10, tr} \quad \text{mit } \lambda_D \text{ nach DIN EN 771 bzw. DIN EN 1745 entspricht}$$

$$\lambda_{equ} \text{ enthält i.d.R. Einfluss von Stein- und Fugenmaterial}$$

Berechnung mit Messwert:

für Fall 1:

für Fall 2:

$$\lambda = 0,118 * 1,15 = 0,1357 \quad \lambda = 0,118 * 1,13 = 0,13334$$

gerundet: 0,14 W/mK gerundet: 0,13 W/mK

für Fall Mindestwert:

$$\lambda = 0,118 * 1,05 = 0,1239$$

gerundet: 0,12 W/mK

nach Einstufung in Tab. A.1 DIN 4108-4: für $\lambda < 0,145$:

$\lambda =$	0,14 W/mK	Rechenwert
> Zulassungswert:		0,12 W/mK

bzw. **Einstufung neu nach DIN V 4108-4:2007-06**

für CE-Kennzeichnung

Einstufung durch Umrechnung der deklarierten Werte d. Wärmeleitfähigkeit nach DIN EN 1745:2002-08 auf 100% der Produktion ($\lambda_{100\%}$).

Bei Verwendung des Mittelwertes der Produktion als deklarierten Wert $\lambda_{50/90}$ und unter Zugrundelegung der Bandbreite

der Nennrohddichte ($\rho_{min} - \rho_{max}$) wird der extrapolierte Wert $\lambda_{100\%}$ wie folgt festgelegt:

$$\lambda_{100\%} \cong \lambda_{10, tr, ex} = \lambda_{50/90} + 0,5 \cdot \Delta \rho \cdot m$$

mit m- Steigung der Wärmeleitfähigkeits-Rohddichte-Kurve nach Tab. A.1 DIN V 4108-4:2007-06 in Abhängigkeit des Steinmaterials:

Einstufung in Wärmeleitfähigkeitsklassen für:

$$0,08 \leq \lambda_{100\%} \leq 0,99 \quad \text{gerundet auf } 0,01 \text{ W/mK}$$

⇒ Der so eingestufte Wert ist der **Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit λ** .

für Stein F: $\lambda = 0,14 \text{ W/mK}$
(s.o. DIN 4108-4: 2004-07)

Abbildung A-1: Vorgehen bei der Bestimmung von Bemessungswerten der Wärmeleitfähigkeit nach DIN V 4108-4:2004 bzw. DIN V 4108-4:2007 –Beispielkalkulation für den Mauerstein F

Schlüssel des Steines	mittlerer gem. äquivalenter Lambda $\lambda_{10,25}$ -Wert Mauerstein, Plattengerät aus 3 Messungen [W/mK]		Bemessungswert λ Einstufung nach Tabelle A.1-DIN 4108-4:2007		Normalsteine mit Mörtelplatte LM21 $\lambda_{10,25}$ -Wert der Fuge [W/mK]		zurückgerechneter $\lambda_{10,25}$ Wert ohne Mörtelplatte [W/mK]		zurückgerechneter λ Bemessungswert ohne Fuge [W/mK]		Bemessungswert λ aus Zulassung
[-]											
A		0,147	0,17		0,18		0,146	0,16			0,15
B		0,148	0,17								0,15
C		0,129	0,14		0,18		0,127	0,14			0,117
D		0,119	0,14								0,11
E		0,122	0,15		0,18		0,120	0,14			0,13
F		0,118	0,14		0,18		0,115	0,14			0,12
G		0,083	0,10								0,06
H		0,162	0,19								0,13
I		0,108	0,13								0,1
J		0,114	0,14		0,18		0,111	0,13			0,11
K		0,117	0,14								0,11
L		0,105	0,13								0,1
M		0,113	0,14		0,18		0,110	0,13			0,11
N		0,092	0,11								0,09
O		0,075	0,09								0,06

Plansteine- keine LM 21-Fuge im Messaufbau

Steine mit Dickbettlagerfuge -> LM 21 Fuge

Abbildung A-2: Rückgerechnete Messwerte der Wärmeleitfähigkeit ohne Fugeneinfluss für Normalsteine der Marktstudie mit Dickbettlagerfuge aus LM 21

B ANHANG-LEICHTBETONENTWICKLUNG

B.1 Technische Datenblätter

CIMALUX

Ciments & Matériaux

ASSURANCE QUALITE

CIMALUX

Usine d'Esch-sur-Alzette

AUTOCONTROLE

CEM I 52,5N

Echantillonnage début

1 juin 2008

fin

30 juin 2008

Date	type écht.	No silo /sac	SSB cm2/g	D' MPa	H2O %	Prise d min	R2 MPa	R7 MPa	R28 MPa	Insol. %	Paf %	CO2 %	SO3 %	MgO %	Cl %
02/06/08	WDI-Probe	9.3		14,62	28,5	150	31,2		58,3	0,9		1,76	3,02		
06/06/08	NF/BENOR	13.4	3760	16,84	29,0	139	30,7		62,1	0,8	2,9	1,35	3,18	1,14	0,030
09/06/08	WDI-Probe	9.3		14,89	29,0	153	30,4		58,8	0,9		1,60	3,13		
12/06/08	WDI-Probe	13.4	4120	14,74	29,0	152	33,3		63,8	1,0	3,4	1,67	3,32		
16/06/08	WDI-Probe	9.3		14,77	29,0	143	32,2		57,5	0,8		1,93	3,28		
19/06/08	WDI-Probe	13.4	4350	14,08	29,0	140	32,8		65,1	0,7		1,99	3,37	0,87	0,031
26/06/08	WDI-Probe	13.4	4380	13,99	29,0	135	34,9		63,6	0,9		1,87	3,25		
30/06/08	WDI-Probe	9.3		14,15	29,5	145	32,3		61,3	0,8		1,92	3,17		
Mols	Moyenne		4153	14,76	29,0	145	32,2		61,3	0,9	3,2	1,76	3,22	1,01	0,031
en cours	Ecart type		286	0,91	0,3	7	1,5		2,8	0,1	0,3	0,21	0,11	0,19	0,00
	Nombre		4	8	8	8	8	0	8	8	2	8	8	2	2
Année mobile	nombre total		49	96	96	96	96	0	96	96	43	96	96	24	24
	Moyenne mobile	pondérée	4187	14,04	29,5	122	33,1	0,0	60,4	0,8	2,9	1,73	3,28	1,07	0,033
	écart type mobile	pondéré	208	0,80	0,5	16	1,7	0,0	2,1	0,1	0,3	0,22	0,15	0,06	0,006

Prélèvement externe (Laboratoire des Ponts et Chaussées Luxembourg)

Date	Analyse chimique	SiO2	Al2O3	CaO	MgO	K2O	Na2O	SO3	Cl-	S---	PF	RI	CaO lib	CO2	
		20,18	4,25	65,20	1,14	0,48	0,13	3,18	0,030		2,93	0,80		1,35	
Composition	06.06.2008 no. cl 410	C	F(L)	L	Z	S									
		96,9	3,1			0,0									

Abbildung B-1: Technisches Datenblatt zum verwendeten Zement für die Versuche im Mai / Juni 2008

SAFA Saarländische-Vertriebs
GmbH Co.KG
Postfach 24 01 05
D-76504 Baden-Baden
0 72 21 / 95 95 0



Allgemeine technische Produktinformation SAFAMENT HKV

Bauprodukt nach DIN EN 450-1
Betonzusatzstoff nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-1

Übereinstimmungszertifikat Reg.-Nr. Ü-206 / 4 (IBAC)

SAFAMENT HKV ist seit dem 30. September 1990 als Betonzusatzstoff zugelassen und unterliegt seither ununterbrochen einer werkseigenen Produktionskontrolle und bauaufsichtlichen Fremdüberwachung

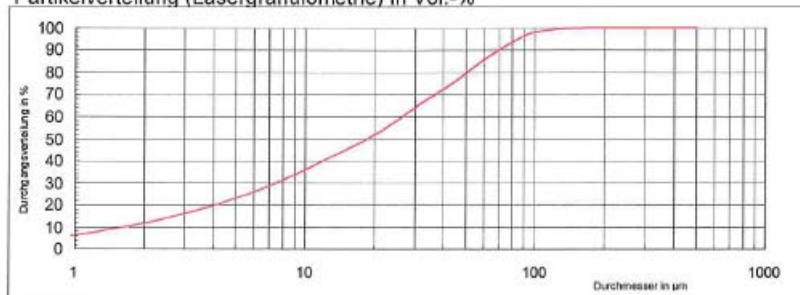
Charakteristische physikalische Werte

Prüfparameter			Einheit	Mittelwert	Anforderung
1	2	3	4	5	6
1 Feinheit	> 0,045 mm	DIN EN 451-2	M.-%	30	≤ 40
2 Aktivitätsindex	28 Tagen		%	90	≥ 75
3 im Alter von:	90 Tagen	DIN EN 450	%	110	≥ 85
4 Raumbeständigkeit		DIN EN 450	mm	0,9	≤ 10
5 Kornrohddichte		EN 196-6	kg/m³	2260	± 150
6 rel. Ausbreitmaß		DIN 18555-2	%	110	k. A.

Charakteristische chemische Werte

Prüfparameter			oberes 10%-Fraktil	Anforderung
1	2	3	4	5
1 Glühverlust	EN 196-2	M.-%	2,4	≤ 5,0
2 Chlorid, Cl⁻	EN 196-21	M.-%	0,02	≤ 0,10
3 Sulfat als SO₃	EN 196-2	M.-%	0,9	≤ 3,0
4 Freikalk, CaO	DIN EN 451-1	M.-%	0,8	≤ 1,0/2,5
5 Alkalien, Na₂O-Äquivalent	EN 196-21	M.-%	2,9	≤ 4,0

Partikelverteilung (Lasergranulometrie) in Vol.-%



Die dargestellten Ergebnisse sind charakteristische Werte, die statistisch ermittelte Schwankungsbreiten oder Mittelwerte wiedergeben. Einzelmessungen können daher abweichende Ergebnisse aufweisen.

<http://www.safa.de>

SAFA Technik
tech produktinfo SAFAMENT d.xls

Abbildung B-2: Technisches Datenblatt zur verwendeten Steinkohlenflugasche




Hyperflow 2030 (FM)

Hochleistungs-Fließmittel für hochwertigen Beton, Fertigteil- und Spannbeton, Selbstverdichtenden Beton (SVB/SCC), Leichtverdichtenden Beton (LVB) und Hochfesten Beton

Produkt

alpalith Hyperflow 2030 (FM) ist ein Fließmittel der neuen Generation mit höchster Wirksamkeit und für höchste Frühfestigkeit.

alpalith Hyperflow 2030 (FM) ermöglicht die Herstellung eines fließfähigen Betons mit sehr niedrigem Wasser-Zement-Wert, der mit minimalem, oder bei entsprechend angepasster Zusammensetzung, ohne Verdichtungsaufwand eingebracht werden kann und sehr hohe Frühfestigkeiten aufweist.

Mit **alpalith Hyperflow 2030 (FM)** hergestellter Beton zeigt in einem Zeitraum bis zu eineinhalb Stunden einen mäßigen Konsistenzverlust und bei fachgerechter Zusammensetzung eine ausgezeichnete Stabilität der Mischung.

Wirkung

Die überragende Verflüssigungswirkung von **alpalith Hyperflow 2030 (FM)** wird durch eine massgeschneiderte Polymerstruktur mit multifunktionaler Wirkung auf die Zementdispargierung erreicht.

Anwendung

- Hochwertiger Transport-, Baustellen- und Fertigteilbeton
- Selbstverdichtender Beton (SVB/SCC)
- Leichtverdichtender Beton (LVB)
- Hochfester Beton (\geq B65)
- Betone mit sehr niedrigen w/z-Werten bei hoher Verarbeitungskonsistenz
- Betone mit stark gesteigerter Früh- und Endfestigkeit
- Herstellung von Sichtbeton-Fertigteilen mit geringem Verdichtungsaufwand oder als SVB ohne Verdichtungsaufwand

Empfohlener Dosierbereich

0,2 - 3,0 M.-% vom Zement

Gebrauchsanweisung

alpalith Hyperflow 2030 (FM) soll entweder zusammen mit dem Anmachwasser zugegeben oder in die fertige Mischung gründlich eingemischt werden.

Mit **alpalith Hyperflow 2030 (FM)** hergestellte Betone müssen einen ausreichenden Feinstsand- und Mehlkornanteil enthalten. Selbstverdichtender Beton mit **alpalith Hyperflow 2030 (FM)** bedarf einer speziell angepassten Zusammensetzung und einer sorgfältigen Überwachung.

Technische Daten

Typenbezeichnung:	Fließmittel EN 934-2, T.31.,3.2;
Form:	flüssig
Farbe:	braun
Dichte:	$1,06 \pm 0,02$ kg/Liter
Feststoffgehalt:	$30,0 \pm 1,5$ M.-%
pH-Wert:	$7,0 \pm 2,0$
Chloridgehalt:	chloridfrei gemäß EN934-2
Alkaligehalt:	$\leq 8,5$ M.-% (Na ₂ O-Äquivalent)
Lagerung:	geschützt vor Frost, Hitze und Verunreinigung;
Haltbarkeit:	1 Jahr im Originalgebinde
EG-Zertifikat Nr.:	0432BPR220002552
Überwachung WPK:	0432 MPA NRW

Eignungsprüfung

Vor der Anwendung im Produktionsmaßstab ist in jedem Falle eine Eignungsprüfung mit den zum Einsatz kommenden Rohstoffen unter den Produktionsbedingungen des betreffenden Werkes durchzuführen unter Berücksichtigung der für den entsprechenden Beton geltenden technischen Regeln und Vorschriften.

Vorstehende Angaben basieren auf unseren derzeitigen Erkenntnissen aus Labor und Praxis. Eine Zusicherung der Eignung für einen konkreten Einsatzzweck kann daraus nicht abgeleitet werden.



Rhein-Chemotechnik GmbH

D-53547 Breitscheid · Gewerbepark Siebenmorgen 8
 Telefon (0 26 38) 93 17-0 · Telefax (0 26 38) 93 17 13
www.rhein-chemotechnik.com

Abbildung B-3: Technisches Merkblatt zu einem der verwendeten Fließmittel, bezeichnet als Typ A



The Chemical Company

Glenium® ACE 30

Zero Energy System - neue Generation von Fließmitteln auf Basis Polycarboxylat - chloridfrei; Fließmittel für Beton, EN 934-2: T3.1/3.2

Hinweise

GLENIUM ACE 30 kann mit folgenden anderen BASF-CC-Austria Produkten kombiniert werden:

- GLENIUM STREAM
- MICRO AIR
- MICROSILICA SLURRY

GLENIUM ACE 30 kann nicht mit RHEOBUILD Fließmittel kombiniert werden.

Fördertechnik:

Beim Fördern mit Pumpen, die konstruktionsbedingt eine hohe Scherwirkung aufbauen, können Fließmittel auf Basis Polycarboxylat in ihrer Molekülstruktur verändert werden, was negative Auswirkungen auf die Leistungsfähigkeit des Zusatzmittels haben kann.

Fliehkraftpumpen (Kreispumpen, Stabpumpen, Tauchpumpen) werden zum Fördern von Fließmitteln auf Basis Polycarboxylat nicht empfohlen.

Verdrängerpumpen (Membranpumpen, Zahnradpumpen, Schlauchquetschpumpen, Exzenterschneckenpumpen, Impellerpumpen) bewirken geringere Scherwirkung im Fördermedium, und werden daher zum Fördern von Fließmittel auf Polycarboxylatbasis empfohlen.

Bei der Kombination von Fließmittel auf Basis Polycarboxylat und Ferroxon-Farbpigmenten kann es zu einem erhöhten Anteil an künstlichen Luftporen im Frischbeton kommen.

Dosierung

Empfohlene Dosierung:

0,3 % - 1,0 % vom ZG

Sicherheitshinweise

Gefahren-, Sicherheits- und Entsorgungshinweise entnehmen Sie bitte dem EG-Sicherheitsdatenblatt und der Gebindeetikette.

Chemische Kennwerte

Maximaler Chloridgehalt: 0,10 % Masseanteil
Maximaler Alkaligehalt: 8,0 % Masseanteil

Verarbeitungstemperatur und Lagerbedingungen

für Temperaturbereich von +15° C bis +30° C
1 Jahr lagerfähig
bei +5° C bis +30° C lagern
vor Gebrauch homogenisieren; gefrorenes Material langsam erwärmen und homogenisieren

Technische Daten

Form	flüssig	
Farbe	braun	
Dichte	1,06 g/cm³	+/-0,02 bei +20 °C
Feststoffgehalt	ca. 30,0 M.-%	bei +120 °C IR-Trockner (auf Massekonstanz)
pH-Wert	5 - 7	

Lieferform

	Artikelnummer
K 25 kg	50964788
F 200 kg	50306316
C 1000 kg	50306263
TW	51462140

Abbildung B-4: Technisches Merkblatt zu einem der verwendeten Fließmittel, bezeichnet als Typ B

demula® ST 5

PRODUCTEIGENSCHAPPEN VOLGENS NBN EN 934-2

productnaam	: demula® ST 5
hoofdwering	: watervasthoudende hulpstof
bijwerking (bij maximale dosering)	: lichte vertraging (cement-afhankelijk)
leverancier	: demula®
dosering	
- algemeen	: 0,2 à 1% t.o.v. het cementgewicht
- beton (SCC)	: 0,5 – 1 kg/m³
- truweelklare mortel	: 0,1 – 0,2 kg/m³
toevoegen (verwerkingstemperatuur >1°C)	: bij voorkeur op het einde van aanmaakwater
kleur	: transparant
conc. actieve bestanddelen (105°C)	: 25 %
volumieke massa (20°C)	: 1,17 kg/dm³
pH (20°C)	: 3 – 5
Na ₂ O-equivalent	: < 1,5 %
chloridegehalte	: < 0,1 %
oplosbaar in water	: ja
niet verenigbaar met	: informeer u bij uw demula-adviseur
toxiciteit	: niet van toepassing
kleurcode (Europees)	: paars

Toepasbaar voor beton in contact met drinkwater: DVGW – W270 en W347

VERPAKKING EN OPSLAG

demula® ST 5 is leverbaar in bussen, vaten en containers.

demula® ST 5 is 6 maand na productiedatum houdbaar in afgesloten verpakking.

demula® ST 5 opslaan in vorstvrije omgeving bij temperatuur van min. 5°C en afschermen tegen rechtstreeks zonlicht.

GEZONDHEIDSASPECTEN

milieu : **demula® ST 5** is niet verontreinigend.

Inwendig : (S44) indien men zich onwel voelt, raadpleeg een arts

uitwendig : - (S26) bij aanraking met de ogen, onmiddellijk met overvloedig water afspoelen en een oogarts raadplegen.

- (S28) bij aanraking met de huid, onmiddellijk wassen met veel water en zeep.

veiligheid : niet brandbaar en/of explosief.

april 2007. Alle voorafgaande informatie betreffende dit product vervalt hierbij.

De informatie en adviezen op deze fiche vermeld worden verstrekt op basis van onze huidige kennis en ervaring met het product. In geen enkel geval aanvaarden wij enige aansprakelijkheid of bieden wij garantie in verband met de verwerking ervan. Proeven door uzelf uit te voeren geven uitsluitend omtrent de juiste omstandigheden onder dewelke het product moet gebruikt en verwerkt worden. Bij twijfel kan u ons steeds contacteren voor eventueel bijkomend advies.

Abbildung B-5: Technisches Merkblatt zu einem der verwendeten flüssigen Stabilisierer

CHRYSO® Aquabéton

Adjuvant anti-délavage

<p>Descriptif</p> <p>CHRYSO® Aquabéton est un adjuvant en poudre destiné à la fabrication des bétons devant être coulés sous l'eau et soumis à des contraintes de désagrégation lors de leur mise en place.</p> <p>Grâce à CHRYSO® Aquabéton, ces bétons peuvent être mis en place sans délavage et sans ségrégation du béton frais.</p> <p>CHRYSO® Aquabéton permet d'obtenir des slump de l'ordre de 20 cm dont le délavage sera inférieur à 3 %.</p> <p>La mise en œuvre du béton sera grandement facilitée y compris sous l'eau, le béton se met en place sans vibration.</p>	<p>Caractéristiques</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Nature : poudre ▪ Couleur : blanc cassé ▪ pH de la solution à 1 % : $8,0 \pm 2,0$ ▪ Viscosité dynamique Brookfield à 20 °C, solution à 1 % : 150 ± 20 mPa.s <p>Conditionnement</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Sacs de 50 kg
<p>Application</p> <p>Domaines d'application</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Tous types de ciments ▪ Construction de barrages ▪ Réparation d'ouvrages d'art ▪ Piles de pont ▪ Blocage de moellons sous eau ▪ Tous travaux immergés demandant une mise en place facile et des garanties de résultats <p>Mode d'emploi</p> <p>Plage de dosage : 0,8 à 1 % du poids du ciment.</p> <p>Ce dosage peut être augmenté jusqu'à 1,5 % en fonction des difficultés de mise en œuvre (fort courant, marée etc...).</p> <p>Pour des dosages différents, nous consulter.</p> <p>CHRYSO® Aquabéton doit être préalablement malaxé avec les granulats secs. On introduira seulement ensuite l'eau de gâchage. Le pouvoir gonflant de ses composants exige de mettre un peu plus d'eau que nécessaire.</p>	<p>Précautions</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ A fort dosage, CHRYSO® Aquabéton retarde la prise du ciment et diminue les résistances à 28 jours. ▪ Ne pas diluer dans l'eau. ▪ Durée de vie : 18 mois.

Abbildung B-6: Technisches Merkblatt zu einem der verwendeten puderförmigen Stabilisierer

CHRYSO® Plast XP**Plastifiant - Réducteur d'eau**

<p>Descriptif</p> <p>CHRYSO®Plast XP est un plastifiant de nouvelle génération. Sa structure moléculaire spécialement mise au point, lui confère des propriétés exceptionnelles dans le domaine de l'adjuvantation des bétons secs ou fermes.</p> <p>CHRYSO®Plast XP améliore par son pouvoir plastifiant et dispersant, les performances mécaniques des pièces réalisées en béton sec ou ferme.</p> <p>CHRYSO®Plast XP possède des propriétés hydrofuges et peut ainsi être employé pour diminuer l'absorption capillaire.</p> <p>CHRYSO®Plast XP permet d'augmenter les cadences de production des produits en béton sec fabriqués sur presse.</p> <p>Après démoulage immédiat, les bétons adjuvantés avec CHRYSO®Plast XP montrent des surfaces bien fermées, d'aspect mouillé et sans arrachage.</p> <p>CHRYSO®Plast XP a une plage de dosage étendue ce qui permet de l'utiliser dans une large gamme de bétons.</p>	<p>Caractéristiques</p> <ul style="list-style-type: none"> • Nature : liquide • Densité : $1,085 \pm 0,010$ • Couleur : jaune • pH : $7,5 \pm 1$ • Teneur en ions Cl^- : $\leq 0,1 \%$ • Na_2O équivalent : $\leq 1,5 \%$ • Extrait sec : $31,5 \pm 1,1 \%$ <p>Conditionnement</p> <p>Vrac Cubiteurs de 1000 L Fûts plastiques de 215 L Tonnelets de 60 L</p> <p>Conformité</p> <p>CHRYSO®Plast XP est un plastifiant réducteur d'eau qui satisfait aux exigences réglementaires du marquage CE. La déclaration correspondante est disponible sur notre site Internet.</p> <p>CHRYSO®Plast XP est également conforme au référentiel de certification NF085, dont les spécifications techniques sont celles de la partie non harmonisée de la norme NF EN 934-2.</p> <p>Adresse AFNOR - 11 avenue F. de Pressensé - 93571 Saint Denis La Plaine Cedex</p>
<p>Applications</p> <p>Domaines d'application</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Tous types de ciments ■ Préfabrication de bordures ■ Préfabrication de tuyaux ■ Pavés, dalles, blocs ■ Préfabrication de toutes pièces en démoulage immédiat <p>Mode d'emploi</p> <p>Plage de dosage : de 0,25 à 1,5 kg pour 100 kg de ciment.</p> <p>Il est courant de doser ce produit entre 0,4 % et 0,7 % du poids de ciment. CHRYSO®Plast XP est totalement miscible à l'eau et sera introduit de préférence dans l'eau de gâchage.</p> <p>Selon les applications prévues, il est possible d'utiliser CHRYSO®Plast XP en synergie avec d'autres adjuvants CHRYSO®.</p>	<p>L'efficacité de CHRYSO®Plast XP doit être déterminée après des essais de convenance, prenant en compte les caractéristiques rhéologiques et les performances mécaniques souhaitées pour le béton.</p> <p>Précautions</p> <p>En cas de gel, il est important de réhomogénéiser avant emploi.</p> <p>Durée de vie : 9 mois.</p>

Abbildung B-7: Technisches Merkblatt zum passenden Fließmittel zu dem verwendeten puderförmigen Stabilisierer

B.2 Ergebnisse der Optimierungsversuche in der Produktion des Kooperationswerkes

Folgende Variationen wurden zur Erhöhung der Festigkeit der LAC- Mischungen durchgeführt mit dem Ziel annähernd gleichbleibende Trockenrohdichten zu erzielen, damit die Wärmeleitfähigkeit der Basisbetone sich nur geringfügig verändert:

- Versuch 1: Zur Erhöhung der Festigkeit der Basisrezeptur P0 der Werksproduktion zur Herstellung von Wärmedämmsteinen wurde sukzessiv der Leichtsandgehalt der Körnung 0/2 vom Hersteller A bei konstanten Zement- und Fließmittelgehalt (FM- Typ 1) erhöht. Das Zugabewasser und die Hauptverdichtungszeit (Maschinenparameter) wurden den Bedürfnissen über 3 Mischgänge angepasst. Im Ergebnis wurde die Rohdichte durch die Erhöhung des Leichtsandgehaltes um 111 kg/m^3 ebenfalls um 100 kg/m^3 gesteigert werden. Allerdings steigt dadurch, wie zu erwarten auch deutlich die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen der geprüften Vollsteine der Abmessungen $17,5 \times 17,5 \times 49 \text{ cm}^3$ durch das zusätzliche Stützkorn in der LAC-Gefügestruktur. Getestet wurden pro Prüfsérie 3 Vollsteine nach 28 Tagen. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt:

Tabelle B-1: Einfluss der Senkung der Rohdichte durch Reduktion des Leichtsand 0/2

Rezeptur- Produktions- Nr.	Trockenrohddichte kg/m ³ (Mittelwerte Prüfserie)	Steindruckfestigkeit N/mm ² (Mittelwerte Prüfserie)
Basisrezeptur P0	704	3,7
P0 - V 1	804	5,3

- Versuch 2: Ausgehend von der Basisrezeptur P0 aus der Versuchsreihe 1 im Produktionsversuch wurde das verwendete Fließmittel (FM) der Basisrezeptur durch einen Stabilisierer in flüssiger Form volumetrisch im Verhältnis 1:1,4 ausgetauscht. Stabilisierer (ST) als Betonzusatzmittel können die Frischbetonkonsistenz günstig beeinflussen, indem die Zementleimverteilung im Gefüge homogenisiert und Entmischungen bei gleichen Verarbeitungseigenschaften vermieden werden. Durch ein homogeneres Gefüge bei fast gleicher Rohdichte kann der Lastabtrag im LAC günstig beeinflusst werden, so dass z.B. die Grobzuschläge gleichmäßig mit Zementleim zur punktförmigen Verkittung umhüllt sind und Spannungsspitzen im Gefüge vermieden werden. Zusätzlich wurde der Leichtsandgehalt (0/2) von 460 l/m³ für die Rezeptur P0 auf 345 l/m³ für den Optimierungsversuch 2 gesenkt. Im Ergebnis wird bestätigt, dass durch die Zugabe des Stabilisierers bei nur geringer Erhöhung der Trockenrohddichte, die Druckfestigkeit des LAC deutlich verbessert wird (s. Tabelle B-2). Getestet wurden wiederum pro Prüfserie 3 Vollsteine nach 28 Tagen. Die Basisrezeptur mit Blähtonzuschlägen kann also deutlich durch die Zugabe von einem geeigneten Stabilisierer im Vergleich bis zu diesem Zeitpunkt verwendeten Fließmitteltyp optimiert werden.

Tabelle B-2: Ergebnisse des 2. Optimierungsversuchs

Rezeptur- Produktions- Nr.	Trockenrohddichte kg/m ³ (Mittelwerte Prüfserie)	Steindruckfestigkeit N/mm ² (Mittelwerte Prüfserie)
Basisrezeptur P0	704	3,7
P0 – V 2	730	5,1

- Versuch 3: Der Leichtsandgehalt wurde für die 3. Versuchsserie weiter iterativ von der Basiswerksrezeptur P0 mit 460 l/m³ ausgehend bis zu 0 l/m³ abgesenkt (P0 – V 3), so dass die Mischungsrezeptur nur noch aus Grobzuschlägen (2/8 mm) und Bindemittel besteht. Im Gegenzug wurden die verwendeten Betonzusatzmittel (FM oder ST) durch eine Betonzusatzmittelkombination aus Fließmittel und puderförmigen Stabilisierer ersetzt (Versuchs- Nr. 3a; s. Tabelle B-3). Da dieser Schritt zu einer leichten Erhöhung der Trockenrohddichte bei gleichbleibender Festigkeit führte, wurde in einem weiteren Produktionsversuch nur der puderförmige Stabilisierer in gleichbleibender Menge hinzugegeben und auf die Fließmittelkomponente ganz verzichtet (P0-V 3b). Dies resultiert dann in einer sinkenden Rohdichte bei gleichzeitig sinkender Druckfestigkeit nach 28 Tagen. Somit konnte mit der verwendeten teureren Zusatzmittelkombination bzw. dem puderförmigen Stabilisierertyp nicht das gewünschte Ziel erreicht werden. Allerdings gibt es noch andere Hersteller auf dem Markt, die speziell für LAC puderförmige Stabilisierer entwickelt haben, die zum Zeitpunkt der Produktionstests jedoch nicht geliefert werden konnten.

Tabelle B-3: Ergebnisse des 3. Optimierungsversuchs mit Betonzusatzmittelkombination aus Fließmittel (FM- Typ 1) und puderförmigen Stabilisierer (ST)

Rezeptur- Produktions- Nr.	Trockenrohddichte kg/m ³ (Mittelwerte Prüfserie)	Steindruckfestigkeit N/mm ² (Mittelwerte Prüfserie)
P0 - V 3	670	3,2
P0 - V 3a	685	3,2
P0 - V 3b	643	2,4

- Versuch 4: Bei diesem 4. Optimierungsversuch wurde neben der Anpassung für die im Labor entwickelte Mischungsrezeptur M2 an die Maschinenparameter der Produktion, ebenfalls der Austausch des verwendeten Fließmittels auf Basis von Polycarboxylat der Basisrezeptur M2 gegenüber den zuvor schon

verwendeten puderförmigen Stabilisierer getestet (Versuchsserien- Nr. M2- V 1). Dabei blieb die Dosierung des Stabilisierers bezogen auf den Bindemittelgehalt im Vergleich zum verwendeten Fließmittel der Ausgangsrezeptur M2 unverändert. Das Zugabewasser wurde jedoch wegen des verringerten Wasseranspruchs durch die Zugabe von Fließmitteln bei dem Austausch gegen den Stabilisierer auf den dreifachen Wert erhöht. Allerdings zu beachten, dass die Leichtzuschläge wegen dem Mix aus Blähton- und Blähglaszuschläge für die Basisrezeptur M2 zur Produktion in der Steinfertigung vorgehästet worden waren. Dadurch änderte sich lediglich der effektive w/z-Wert von 0,44 auf 0,3. Auch bei dieser Versuchsserie zeigt sich wie für die Werksrezeptur im 3. Versuch P0-V3, dass der puderförmige Stabilisierer die Rohdichte nur geringfügig senkt, jedoch die Festigkeit deutlich abfällt. Dies ist nicht allein auf den effektiven w/z-Wert zurückzuführen, da sich dieser noch in der optimalen Bandbreite gemäß den Literaturangaben bewegt (vgl. Kapitel 2.1). Getestet wurden für den 4. und nachfolgenden 5. Optimierungsversuch jeweils 6 Einzelprüfkörper pro Prüfserie nach 28 Tagen.

Tabelle B-4: Ergebnisse des 4. Optimierungsversuchs für die Rezeptur R7 mit FM (Typ 2) gegenüber puderförmigen Stabilisierer (ST)

Rezeptur- Produktions- Nr.	Trockenrohddichte kg/m ³ (Mittelwerte Prüfserie)	Steindruckfestigkeit N/mm ² (Mittelwerte Prüfserie)
M2	675	5,7
M2 - V1	643	4,6

- Versuch 5: Zuletzt wurde noch ein 5. Optimierungsversuch mit einer vom Leichtzuschlagshersteller (Blähton) vorgeschlagenen Mischungsrezeptur P2 mit einem Zementgehalt von nur 105 kg/m³, einem volumetrischen Anteil an leichter runder Blähtonkörnung (4/10 mm) von 660 l/m³ und einem Anteil an normalem Moselsand 0/2 von 167 kg/m³ gefahren (s. Tabelle 4-2). Dabei wurde zum einen ein Hochleistungs-Fließmittel, welches auch schon für die Standardrezeptur P0 verwendet wurde, eingesetzt (Rezeptur P2). Zum andern wurde aber auch das Fließmittel durch den im 2. Optimierungsversuch (Versuch 2) verwendeten Stabilisierertyp in flüssiger Form ausgetaucht. Auch bei diesem Versuch zeigte das verwendete Fließmittel bei kaum veränderlicher Rohdichte leichte Vorteile bzgl. der nach 28 Tagen resultierenden Festigkeit im Vergleich zum eingesetzten Stabilisierer. Somit lässt sich auch für diese zusätzliche Mischungsrezeptur P2 keine Optimierung durch den Einsatz des verwendeten Stabilisierers erzielen.

Tabelle B-5: Ergebnisse des 5. Optimierungsversuchs mit Basisrezeptur nach Blähtonherstellervorschlag, Hinzudosierung FM (Typ 1- laufende Produktion) versus Stabilisierer in flüssiger Form

Rezeptur- Produktions- Nr.	Trockenrohddichte kg/m ³ (Mittelwerte Prüfserie)	Steindruckfestigkeit N/mm ² (Mittelwerte Prüfserie)
P2 mit FM	990	6,9
P2 mit ST	1004	6,4

B.3 Daten aus der Leichtbetonentwicklung

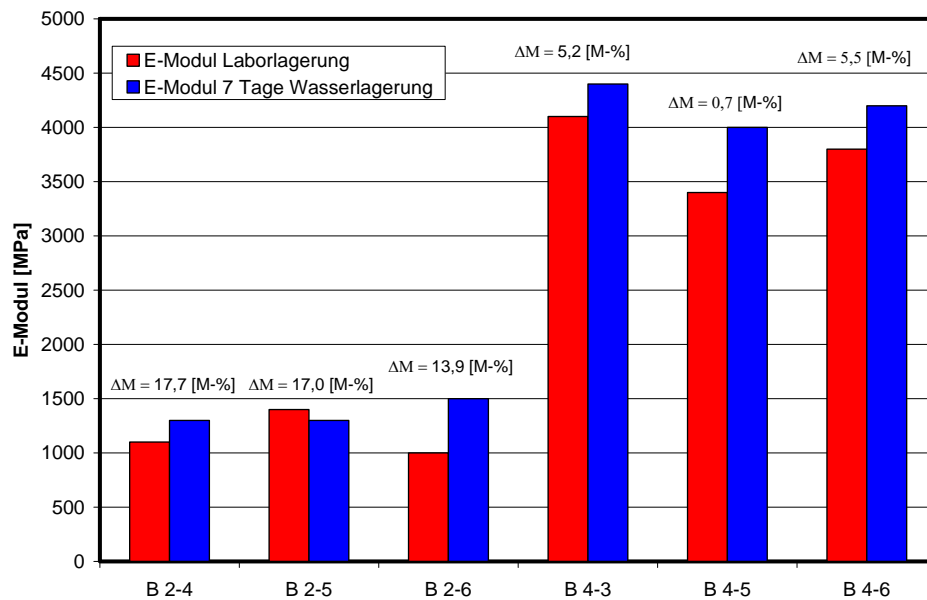


Abbildung B-8: Einfluss der Lagerung und des Feuchtegehaltes der Proben auf den gemessenen E-Modul

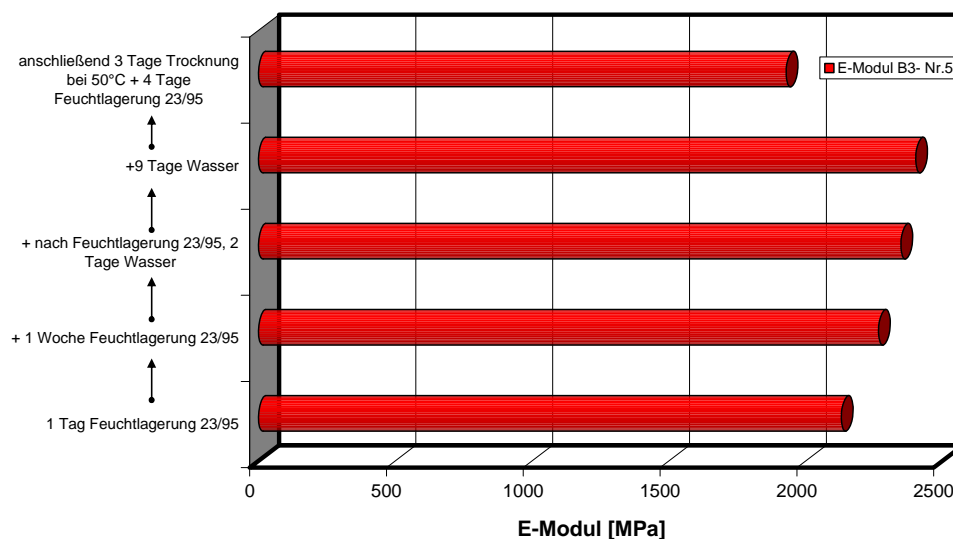


Abbildung B-9: Untersuchung des Einflusses einer zyklischen Feucht-, Wasser und Trockenlagerung auf die E-Modulentwicklung

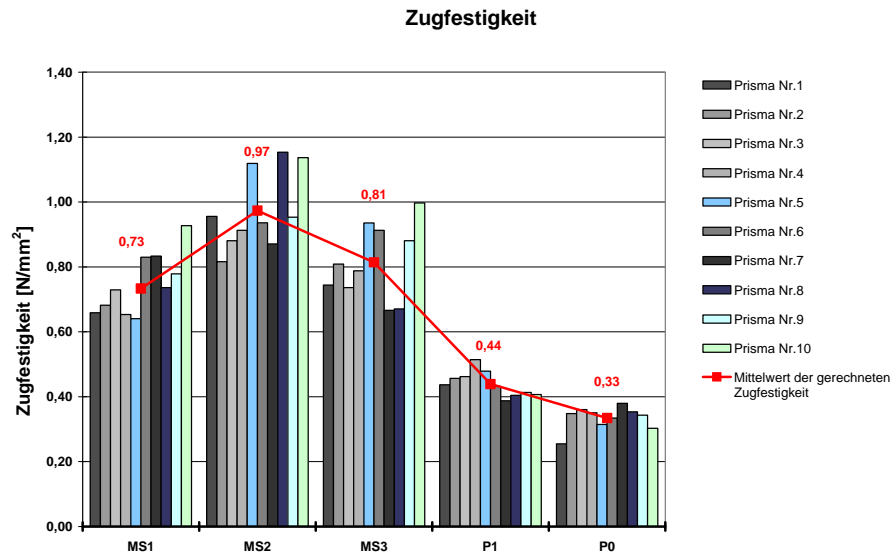


Abbildung B-10: Zentrische Zugfestigkeit zurückgerechnet aus Biegezugversuchen nach Kap. 4.8.5 für 5 untersuchte Rezepturen aus Produktionsversuchen

C ANHANG-GRÖßEN- UND SCHLANKHEITSEFFEKTE FÜR LAC

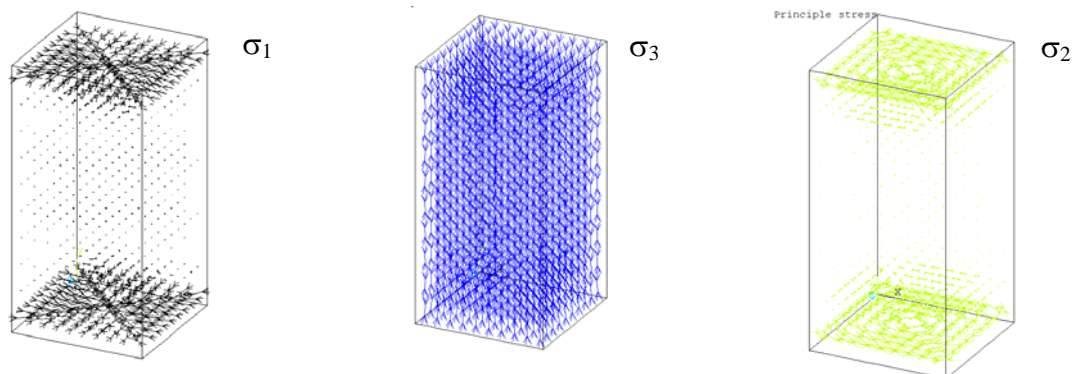
C.1 Zu Kapitel 5.1-Größen- und Schlankheitseffekt an Standardprüfkörpern

Tabelle C-1: Umrechnungs- und Abminderungsfaktoren für von den normativ vorgegebenen Referenzprobekörpern abweichenden Probengeometrien bei gleicher Schlankheit $\bar{\lambda}$

Norm	Anwendungsbereich	Referenz- probekörper (Abmessungen)	Umrechnungsfaktoren auf angegebene Kantenlängen (Separate Proben)	
			Würfel- kantenlänge [mm]	Faktor bzg. auf Referenz- prüfkörper
DIN EN 1520:2007	Vorgefertigte Bauteile aus haufwerks- porigem Leichtbeton (LAC)	Würfel- 100 mm Kantenlänge oder Bohrkerne Ø=100 mm; l=100 mm	200	1/1,05=0,95
			150	1,0
			Abminderungsfaktoren	
			> 100	1,0
			90	0,98
			80	0,96
			70	0,94
			60	0,92
			50	0,90
			40	0,88
DIN 4232:1987- 09	Wände aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge	Würfel 200 mm Kantenlänge	150	1/0,95=1,05
DIN 1045-1 & 2: 2008 / (1988) & EC 2 bzw. EN 206-1	Normal- und gefügedichter Leichtbeton (LC) ab einer Trocken- rohdichte > 800 kg/m ³	Würfel 150 mm Kantenlänge (oder Zylinder Ø=150 mm; l=300 mm)	100	1/0,97=1,03
			200	0,95

Tabelle C-2: Umrechnungs- und Abminderungsfaktoren aus der Literatur für mineralische Baustoffe bei gleicher Schlankheit $\bar{\lambda}=2$ (Zylinder)

Autor Literaturstelle	Umrechnungsformel	Referenz-probe- körper (Abmes- sungen)	Umrechnungsfaktoren (aus Formel berechnet, wenn angegeben)	
			Festlegung Festigkeits-klasse oder variable Proben- abmessungen	Faktor bzw. auf Zylinder- prüfkörper
DIN EN 1520:2007	-	Würfel- 100 mm oder Bohrkerne $\varnothing=100$; $l=100$ mm	LAC 2 -25	1,05 – 1,18
DIN 1045-1 & 2: 2008 & EC 2 bzw. EN 206-1	-	Würfel 150 mm	LC8/9 –60/66	1,10
			$\leq C20/25$	1,25
			$\geq C25/30$	1,20
Faust /Fau03/	-	$f_{lc, cube 100}$ $f_{lc, cube 150}$ $f_{lc, cube 200}$	Zylinder $\lambda=h/d=2$ $\varnothing=150$; $l=300$ mm	1,09 1,05 1,03
Lewandowski /Lew71/ Versuche an Bohr- kernen NB – 210 Datenpaare \varnothing 10 und 15 cm; $\bar{\lambda}=0,5$ bis 2,0	$\frac{f_{cyl,i}}{f_{cyl,\lambda=1,0}} = 0,614 + 0,373/\lambda$ mit $\lambda = \bar{\lambda}=h/d$ (s. Abbildung 5-2)	Zylinder $\bar{\lambda}=h/d=1$ $\varnothing=150$ mm; $l=150$ mm)	Zylinder $\bar{\lambda}=h/d=2$ $\varnothing=150/l=300$	1,25
Bonzel /Bon59/ Normalbeton-NB engl./ amerikanische u. deutsche Literatur- auswertung 1923-1959	-	Zylinder $\lambda=h/d=2$ $\varnothing=150$; $l=300$ mm	Zyl. $\bar{\lambda}=h/d=$ 0,5 0,83 1,0 1,5 Referenz = 2 3 4	1,4 - 2,0 1,15 - 1,30 1,1 – 1,20 1,02-1,06 1 0,94 - 0,98 0,89 – 0,94
Albrecht /Alb67/ Literaturauswertung		Würfel 150 mm	Zylinder $\lambda=h/d=2$ $\varnothing=150$; $l=300$ mm	1 – 1,62



Prisma1_H=300_lin_elast_Betonmod

Abbildung C-1: Hauptspannungsrichtungen der Hauptspannungen σ_1 , σ_2 , σ_3 für den Grenzfall der starren Druckplatte innerhalb der 3D-FE-Berechnungen nach der Elastizitätstheorie für Prismen der bez. Schlankheit $h/d=2$ (150/300 mm; 2:1:1)

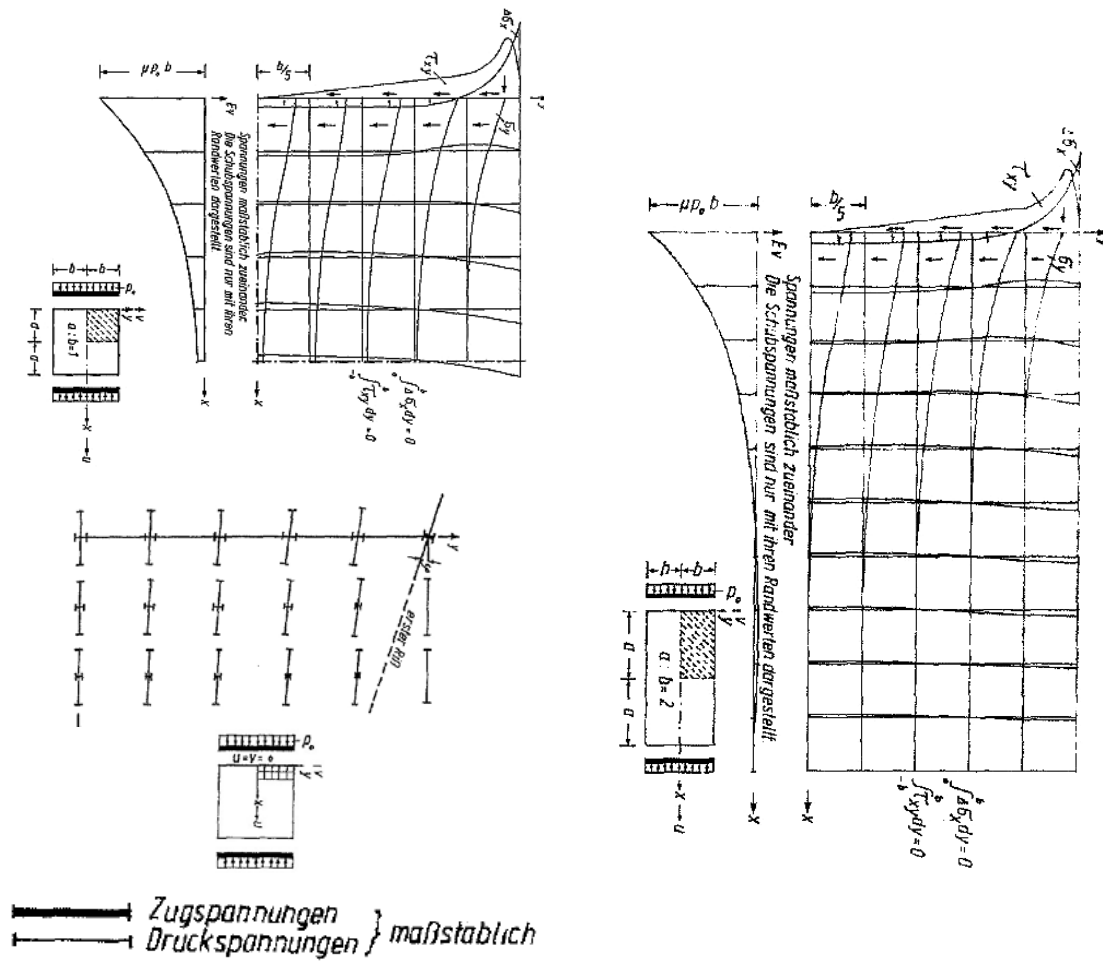


Abbildung C-2: Zwangungsspannungen u. verhinderte Querverschiebung der Seitenränder von Quadrat- und Rechteckscheibe für den starren Rand ($\mu=0,2$) /Schle75/

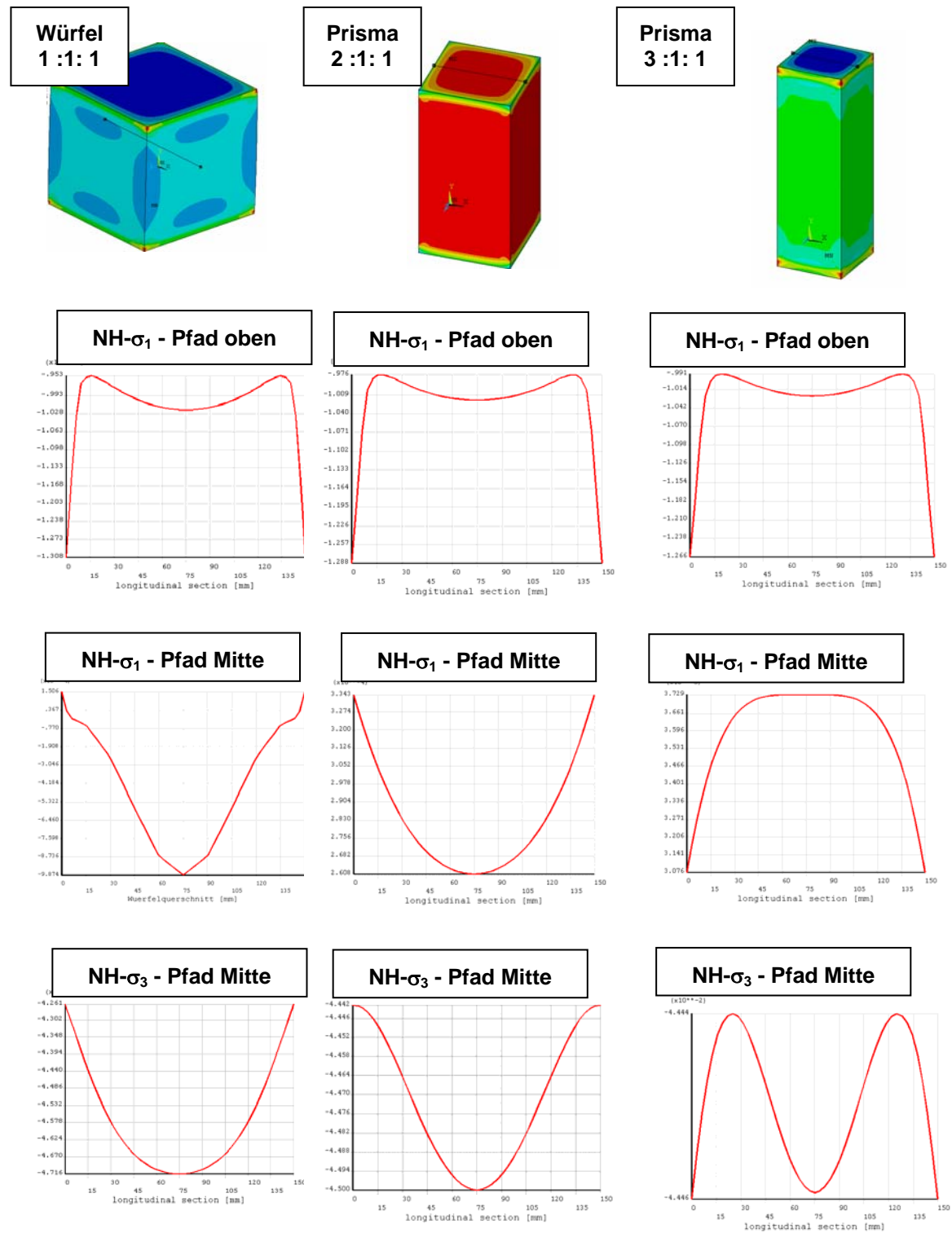


Abbildung C-3: Einfluss der Probenschlankheit auf die Hauptspannungen σ_1 , σ_3 für den Grenzfall der starren Druckplatte innerhalb der 3D-FE-Berechnungen nach der Elastizitätstheorie - Auswertung über Spannungspfade an Probenoberkante u. in halber Höhe

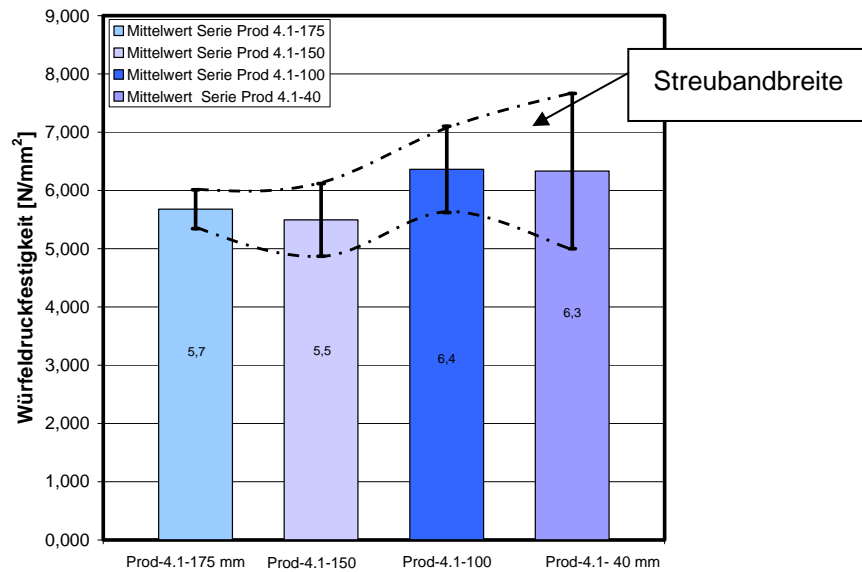


Abbildung C-4: Streubandbreite der Testergebnisse für verschiedene Würfelgrößen im Vergleich

C.1.1 Größeneffekt bei der Biegezugfestigkeit

C.1.1.1 Versuchsbeschreibung

Die Versuchsdurchführung deckt sich mit den in Kapitel 4 beschriebenen Biegezugversuchen. Zur Untersuchung eines Maßstabeffektes auf die Biegezugfestigkeit werden Balken nach DIN EN 1521 der Abmessungen $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$, allerdings entgegen der Norm im 3 Punkt-Biegezugversuch, mit aus Vollsteinen geschnittenen Prismen derselben Rezeptur und Herstelltag der Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ verglichen. Es soll gezeigt werden wie sich die kleineren Probenabmessungen im Vergleich zu den Standardprobekörpern nach Norm auf die Biegezugfestigkeit auswirken, da die modellmäßig zu erfassenden Lochsteine aus LAC des Typs Vbl SW filigrane Innenstege aufweisen, die weit unterhalb der Standardabmessungen von Balken zur Biegezugprüfung liegen.

C.1.1.2 Resultate

Nachfolgende Abbildung C-5 zeigt den Vergleich der Biegezugfestigkeiten an Normbalken der Abmessungen $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ gegenüber kleinformatischen Prismen ($40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$) für LAC der Rezepturenentwicklung im Trockenrohdichtebereich von 700 bis 1950 kg/m^3 . Die Prismen wurden parallel zur Verdichtungsrichtung aus dem mittleren Volumen aus Vollsteinen geschnitten, um Rand- bzw. Oberflächeneffekte durch Hydratation und Trocknungsschwinden und daraus resultierenden Eigenspannungen auf die Biegezugfestigkeit auszuschließen. Die Wahl der Schnittrichtung für die Prismen entspricht ebenfalls der Verdichtungsrichtung und Lastabtragsrichtung der schmalen Längsinnenstege in Lochsteinen, die aufgrund der versetzten Querstege im Stein durch die Querdehnung im Druckversuch auf Biegung beansprucht werden können.

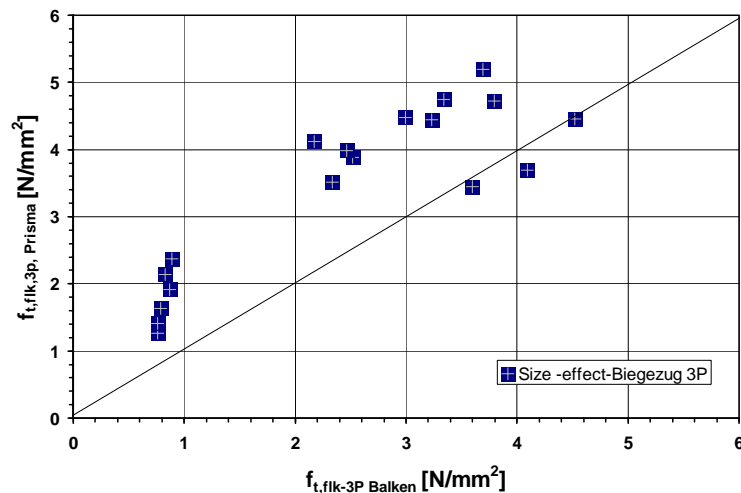


Abbildung C-5: Dreipunkt-Biegezugfestigkeiten von Biegebalken nach DIN EN 1521 gegenüber kleinformatischen Prismen aus LAC

Für alle stichprobenartig betrachteten LAC-Betone lässt sich tendenziell ein einheitlicher Umrechnungsfaktor von 1,7 durch Relation der Mittelwerte der Einzelergebnisse der Balken- zu den Prismenprüfungen erwarten.

$$f_{t, flk-3P-Balken} = f_{t, flk-3P-Prisma} / 1,7$$

Gl. C-1

Die Biegezugfestigkeit ist nach den eigenen Untersuchungsergebnissen in einem wesentlich stärkeren Maße von der Größe des Probekörpers abhängig als z.B. die Druckfestigkeit oder zentrische Zugfestigkeit. In der Realität ist davon auszugehen, dass die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Fehlstellen gerade in der Zugzone von Biegebalken bei kleinem Probenvolumen, wie z.B. bei den kleinformatischen Prismen geringer ist, als für großformatige Normbalken. Dies entspricht ebenso wie bei den bereits diskutierten Druckversuchen der Theorie zur statistischen Verteilung von Fehlstellen bzw. der Festigkeit nach Weibull (vgl. Kapitel 6). Somit ist auch mit größeren Rissaufweitungen bei hohen, großen Balken gegenüber kleinformatischen Prismen zu rechnen. Die Größenordnung des für LAC festgestellten Umrechnungsfaktors kann auch in der Tendenz durch die Untersuchungen in /Fau03/ für gefügedichte Leichtbetone auf Blähtonbasis bestätigt werden.

C.2 Größen- und Schlankheitseffekte an kleinformatischen Wandscheiben aus Innenstegen

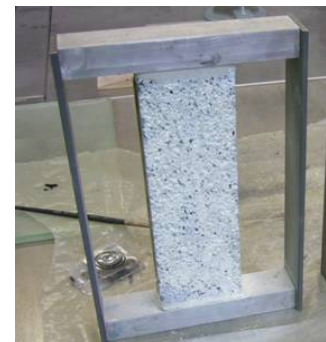


Abbildung C-6: Vorbereitung der gesägten kleinformatischen Wandscheiben für den zentrischen Druckversuch und zur Messung der Verformung mit dem Mess-System Q-400

Wandscheiben aus Vollsteinen geschnitten – Serie - V1 - Ohne Einfluss der Schlankheit / Knicken

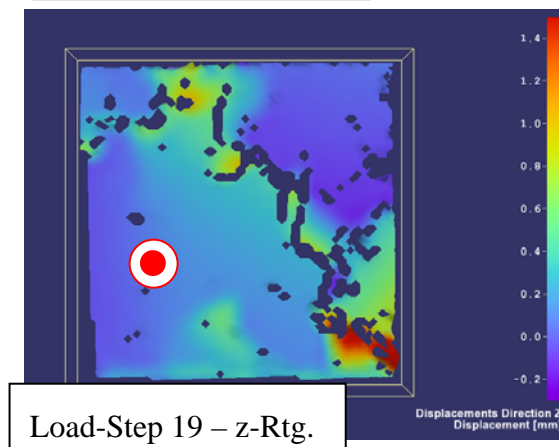
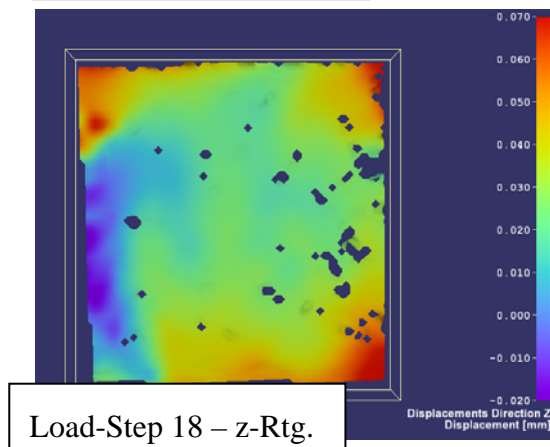
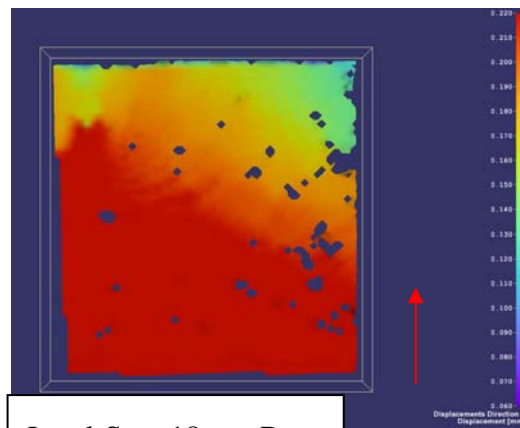
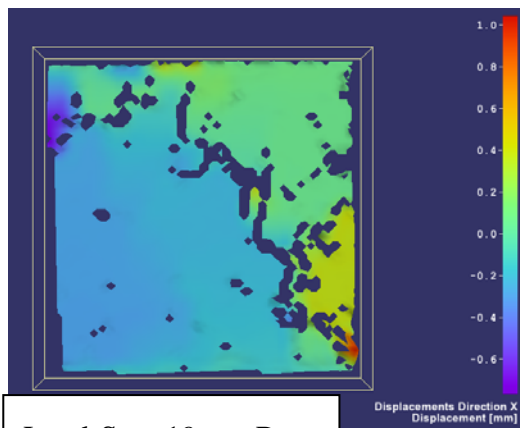
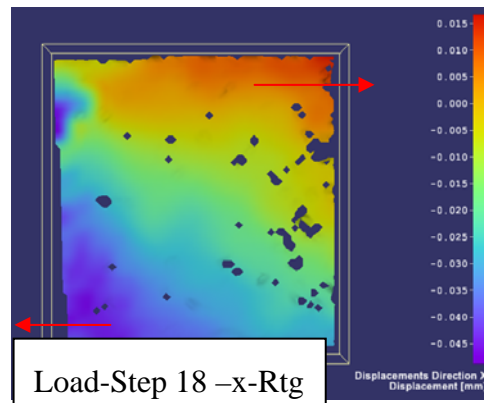
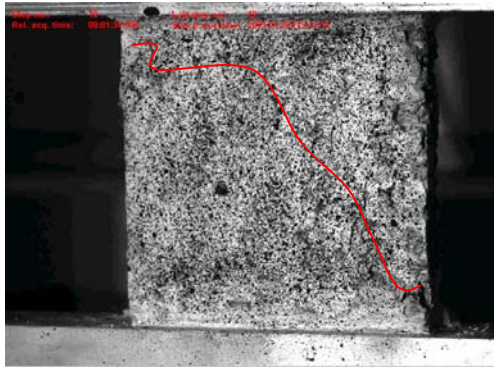


Abbildung C-7: Auswertungen Probe V1-T1-80x80-10- (d= 20 mm) klassischer Schubbruch seitliche Ausbruchkeile - wie bei Würfeldruckversuch, reale Probe, Auswertung in x-, y- und z-Richtung

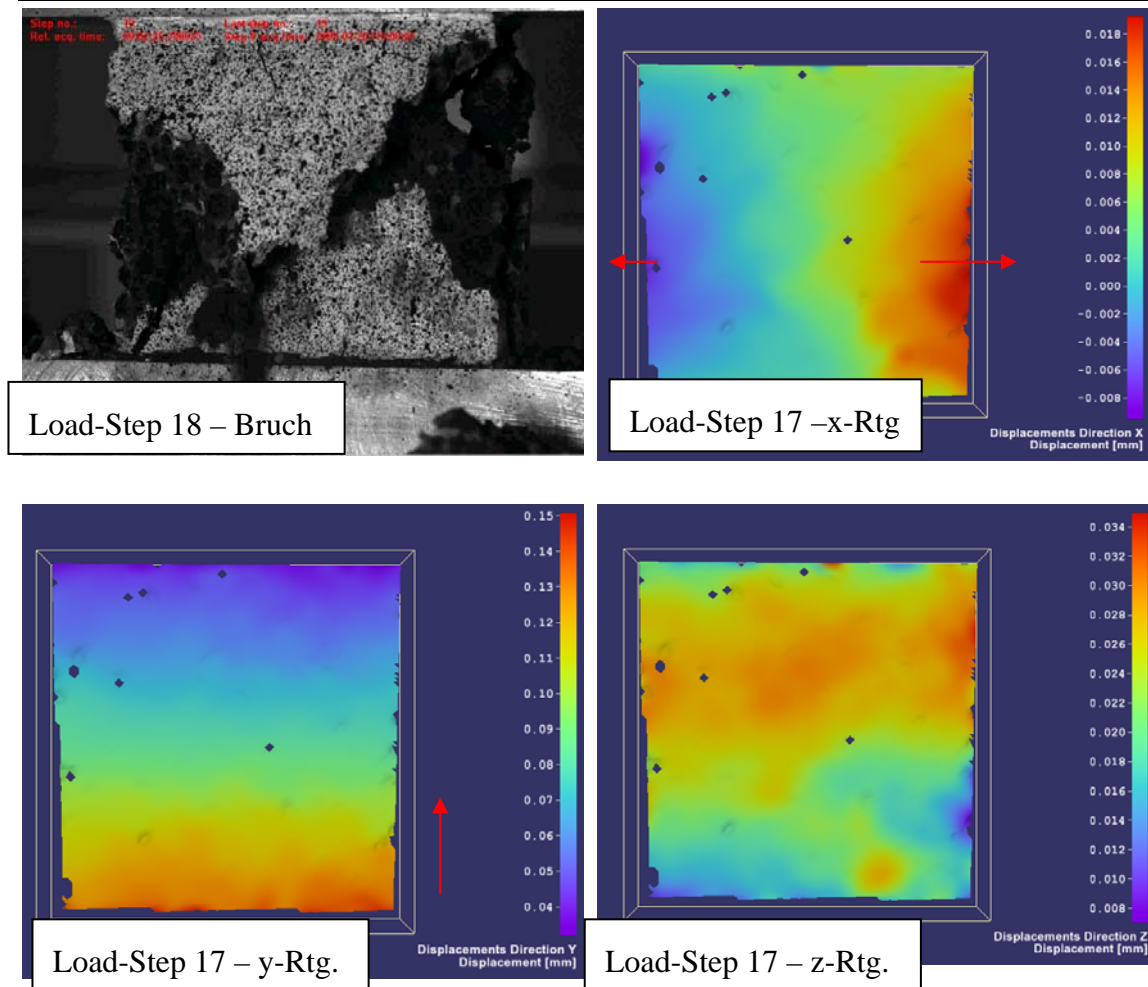
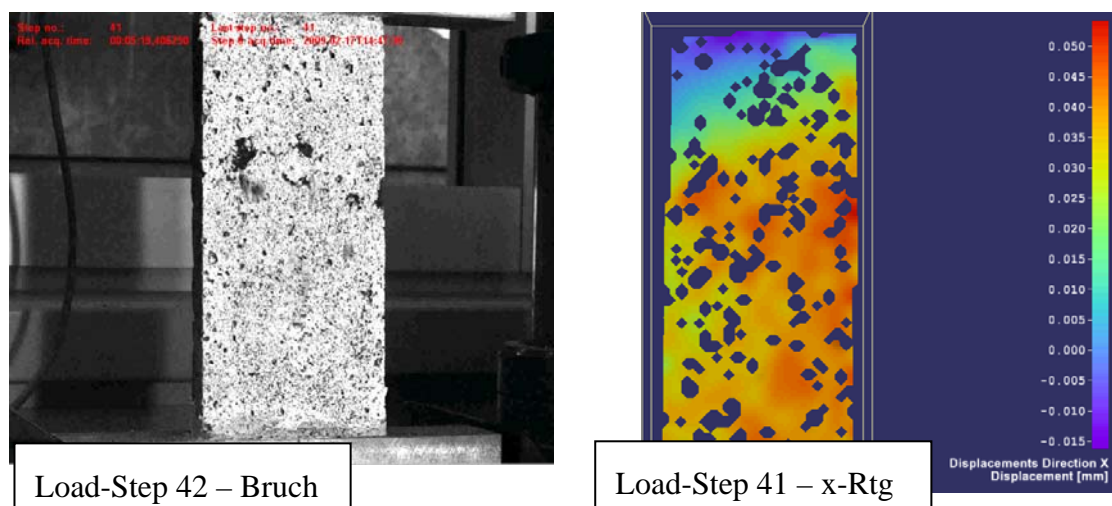


Abbildung C-8: Auswertungen Probe V1-T1-80x80-10- ($d = 28$ mm) seitliche Ausbruchkeile - wie bei Würfeldruckversuch, reale Probe (Bruch- Loadstep 19), Auswertung in x-, y- und z-Richtung (Loadstep 18-kurz vor Bruch)

Wandscheiben aus Vollsteinen geschnitten – Serie V2-T2 80x175-22 (b x h mm²)- Mit Einfluss der Schlankheit / Knicken



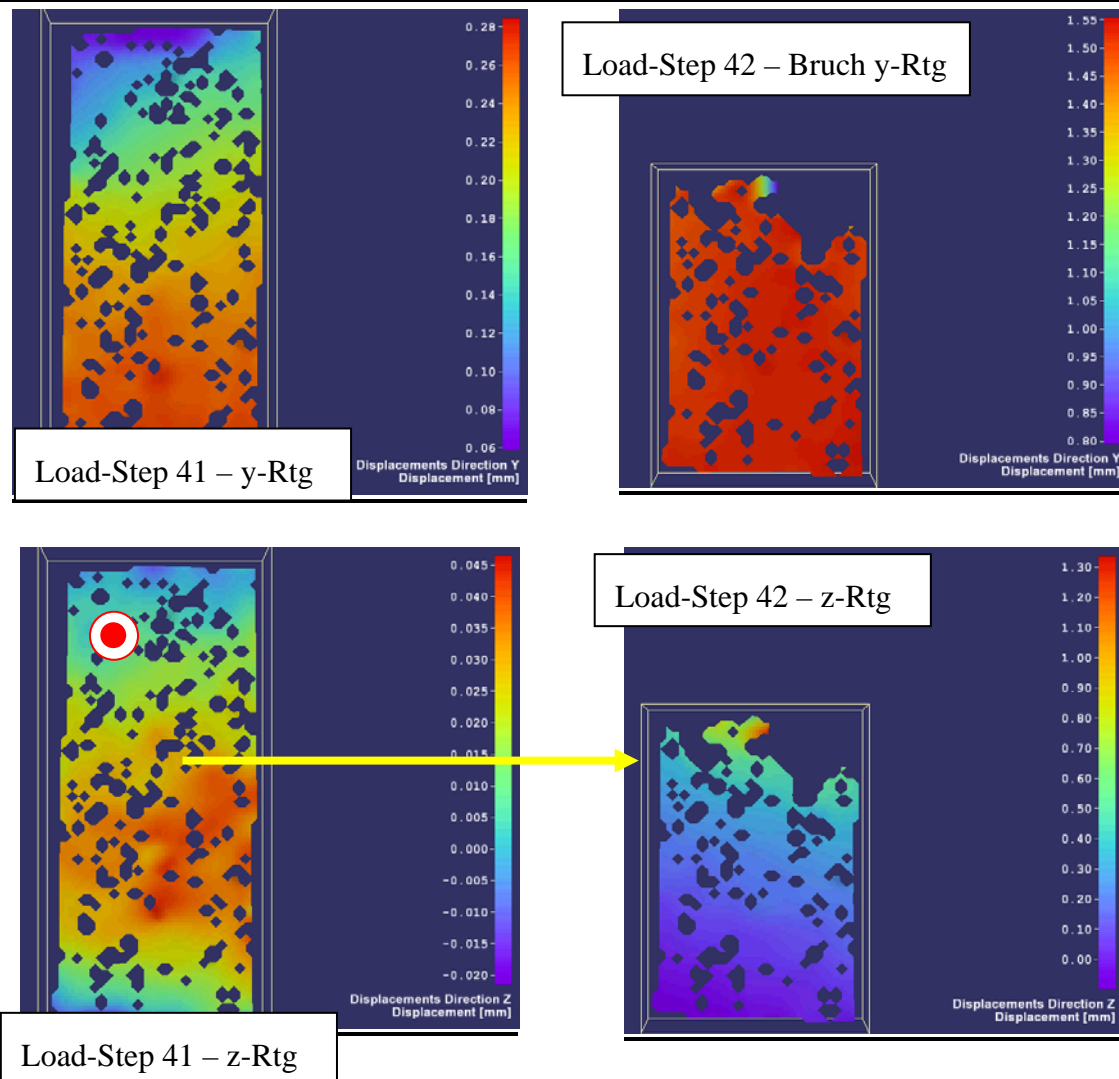


Abbildung C-9: Auswertung der Probe V2-T2-80x175x22-5- seitliches mittiges Ausweichen (nach vorne, z-Rtg.) im zentrischen Druckversuch / Knicken- / Schlankheitseinfluss

Bei der Analyse der aufgenommenen Probekörperverformungen durch das optische Messsystem (s. Abbildung C-10, links) bzw. ausgewerteten Spannungs-Dehnungs-Linien zeigt sich, dass Proben einen flacheren ansteigenden Ast aufweisen, wenn anscheinend aufgrund höherer Schlankheit der Proben ein Stabilitätsproblem vorliegt. Zudem weisen Proben mit sehr großen Bruchstauchungen im kraftgeregelten Versuch i.d.R. geringere Bruchspannungen auf. Je nach Rohdichte und lokalen Fehlstellen kann also ein unterschiedliches Druck-Spannungs-Dehnungsverhalten resultieren, wobei durch starke Verformungen während der Belastung die Bruchlast herabgesetzt wird. Dieser Effekt scheint sich zu verstärken, je kleiner das Volumen der Probe wird. Sind bereits schon zu Anfang relativ große Fehlstellen im Gefüge vorhanden, können die Bruchstauchungen für LAC weit über die üblichen normativen Grenzwerte von 3,5 ‰ hinausgehen (s. Abbildung C-10). Generell ist zu beobachten, dass die Bruchentwicklung bei den Serien V1-T1-56 und -80 wohl wegen des größeren Volumens der Probe langsamer verläuft, als bei den Serien V1-T1-20 bis 40. Das Versagen findet nicht so schlagartig statt, die Spannungs-Dehnungs-Linie weist bei der max. Bruchspannung eine deutliche Abflachung der Steigung auf (s. Abbildung C-10, links). Dies wird auf die geringere Schlankheit der Proben und auf sich deshalb im Querschnitt geringer ausbildende Biegezugspannungen zurückgeführt.

Ein frühzeitiges Versagen durch schnelle Zunahme der vertikalen Verformungen kann besonders gut durch die graphische Gegenüberstellung der berührungslos, optisch gemessenen vertikalen Verformungen zu den Laststufen verdeutlicht werden. Bis zu ca. 80% der max. Last von ca. 7,5 kN (Lastschritt 12) verhalten sich die Proben annähernd ähnlich und linear für die getesteten Serien V1-T1. Nach Überschreitung des Grenzwertes von ca. 80% der Bruchlast, zeigen die Kraft-Verformungs-Diagramme infolge der inhomogenen Gefügestruktur des

LAC sehr verschiedene Verläufe. Exemplarisch sei in der Abbildung C-10, rechts die Auswertung für Proben der Versuchsserie V1-T1-20 gezeigt. Allerdings gelten für die anderen Probengeometrien der Serien V1-T1-28 bis 80 die gleichen Aussagen und es kann ein ähnliches Verhalten dokumentiert werden.

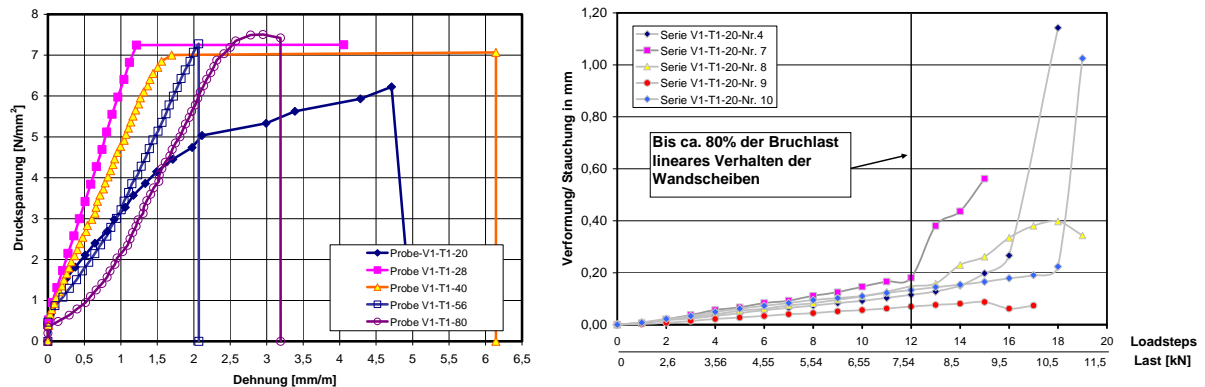


Abbildung C-10: li.: charakt. Spannungs-Dehnungs-Linien der einzelnen Serien der Versuchsreihe V1-T1; re.: Last-Verformungskurven von 20 mm dicken Wandscheiben der Versuchsreihe V1-T1-20

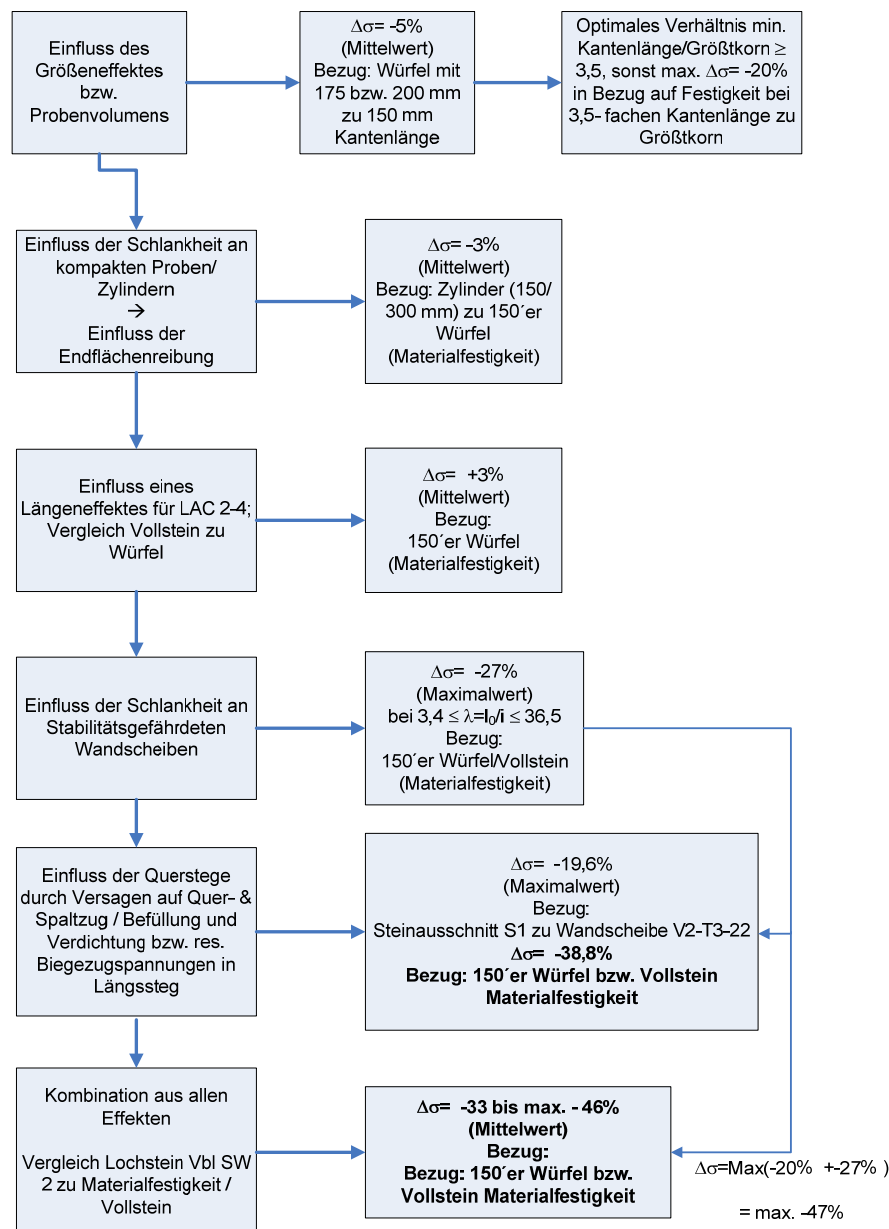


Abbildung C-11: Abschließendes Fazit aus den Untersuchungen zum Größen-, Schlankheits- und Befüllungseffekten und strukturellen Nichtlinearitäten durch die Geometrie

C.3 FE-Berechnungen zum Einfluss verschiedener Steifigkeiten im Steinquerschnitt

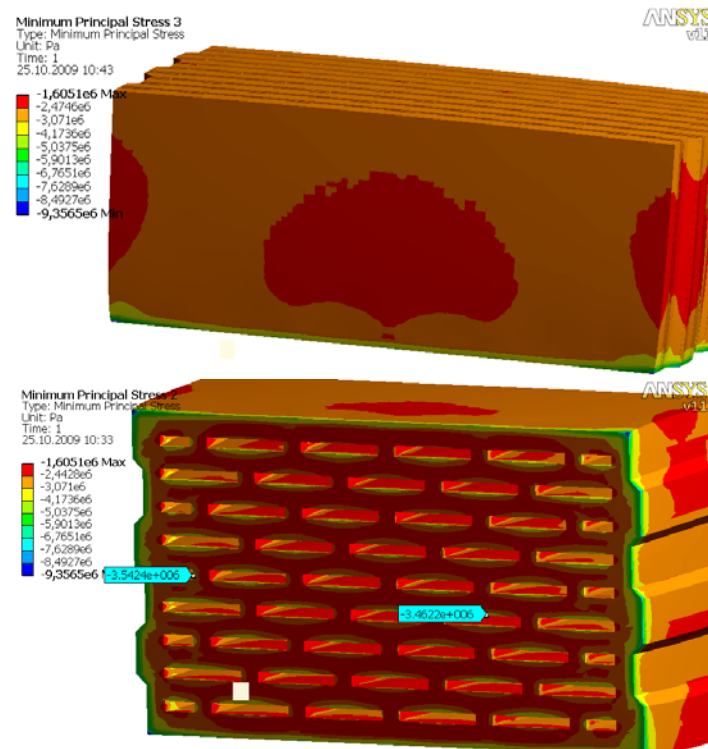


Abbildung C-12: Hauptdruckspannungen σ_3 für variable E-Module der Längsstege

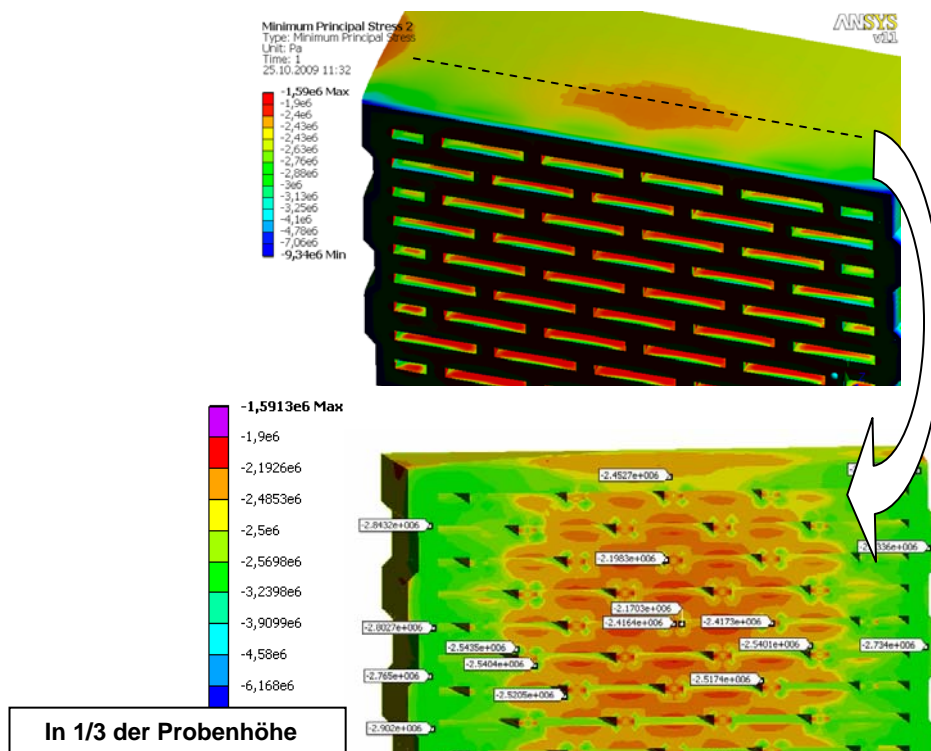


Abbildung C-13: Hauptdruckspannungen σ_3 für konstantem E-Modul (4000 N/mm²) über den Steinquerschnitt mit Darstellung der ungleichen lotrechten Druckspannungsverteilung (u)

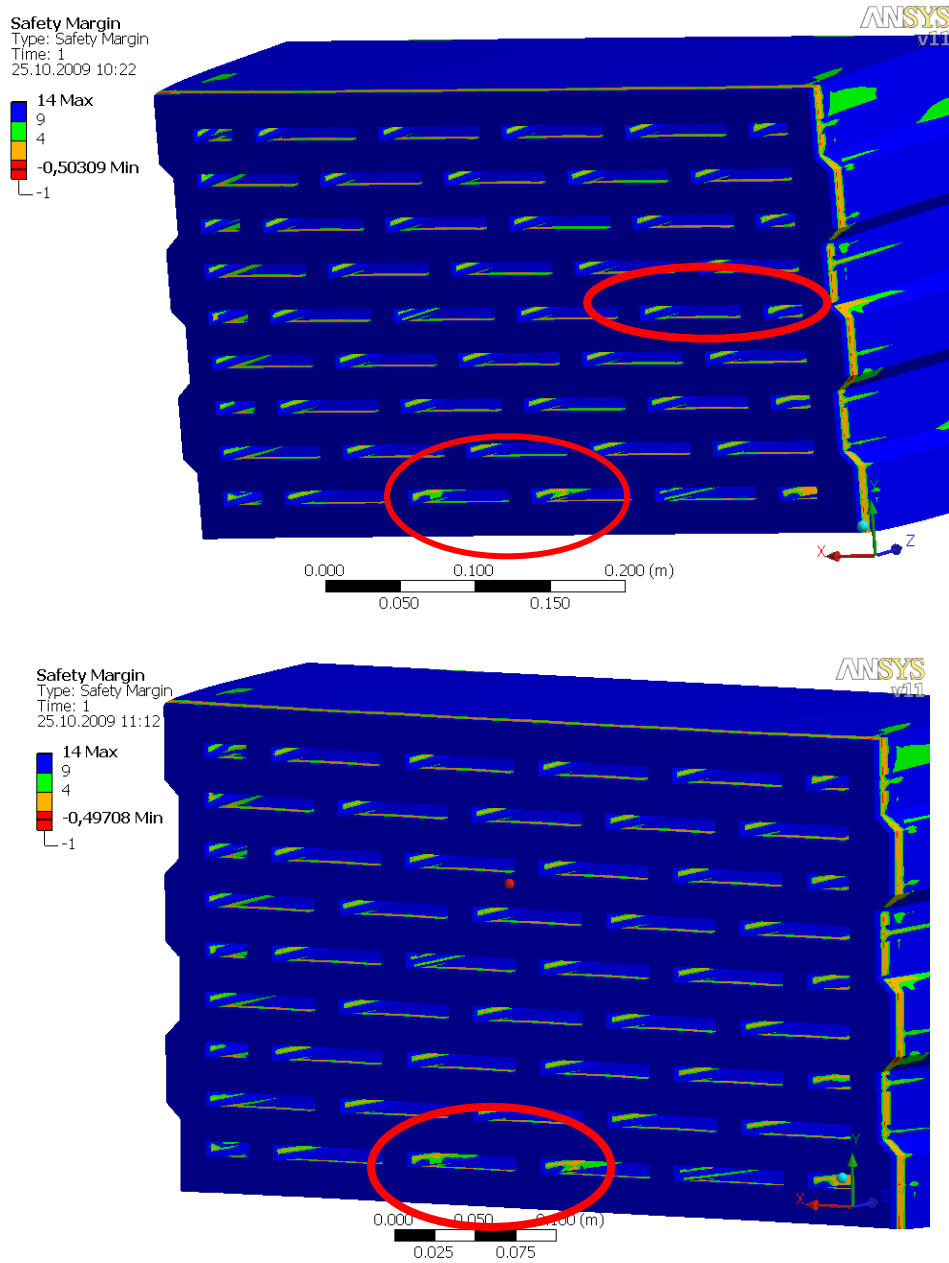


Abbildung C-14: Exemplarische Darstellung der Auswertung der „Safety Margin“ für variable (oben) und konstante E-Modul-Verteilung (unten)

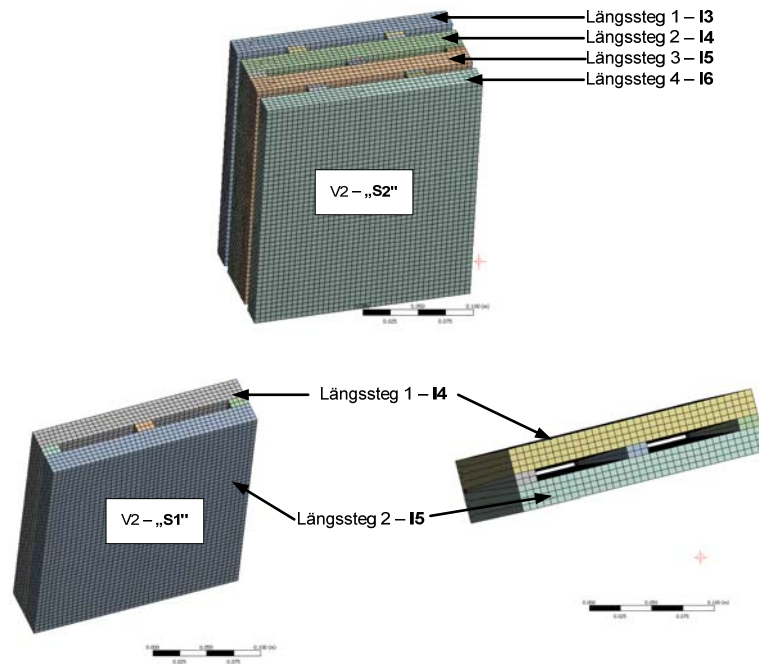


Abbildung C-15: LAC-Prüfkörper S2 (oben) und S1 (unten) mit Zuordnung der Innenstegbezeichnungen

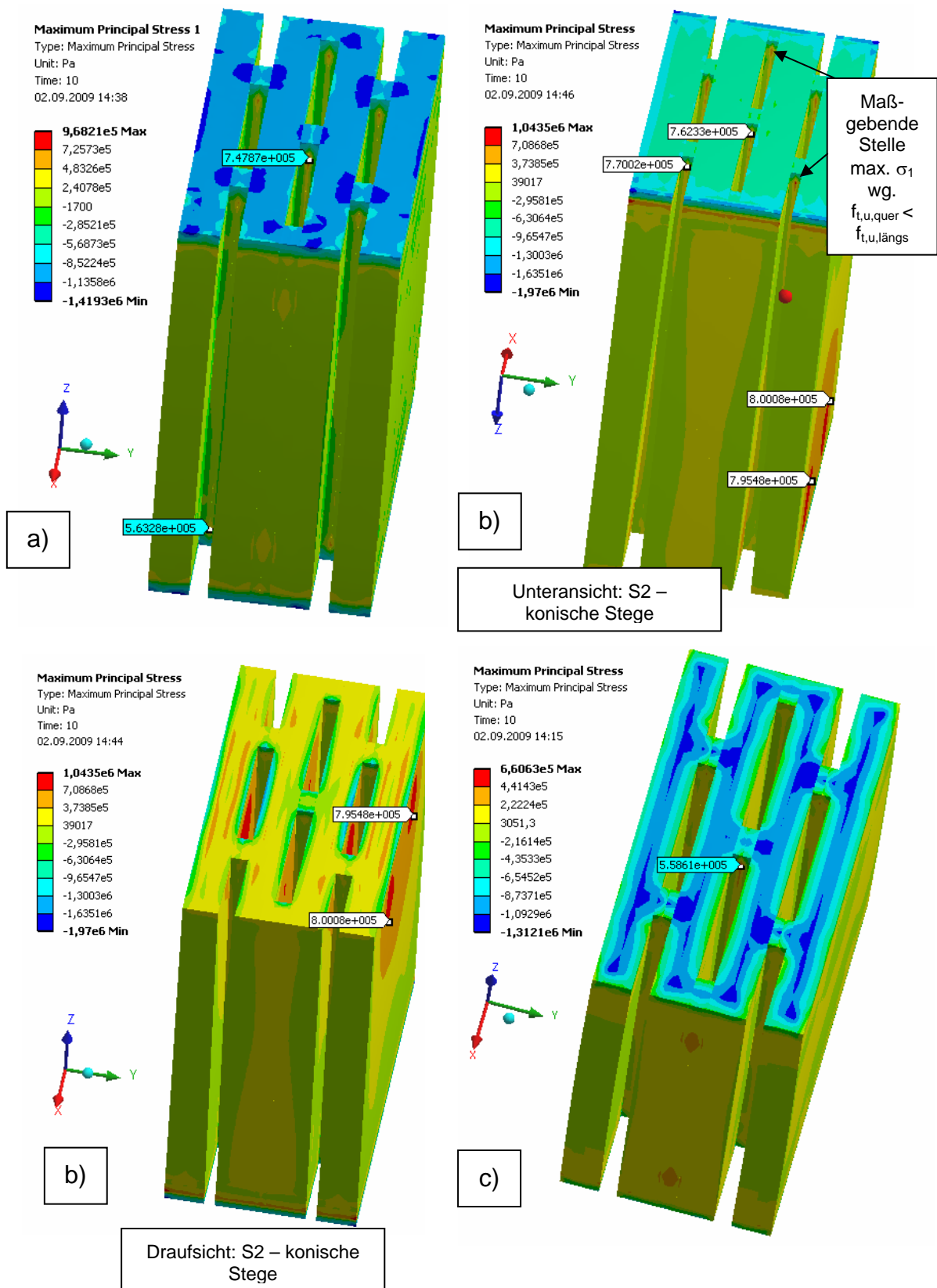


Abbildung C-16: Berechnete größte Hauptspannungen nach der Normalspannungshypothese für die Parameterstudie der Randbedingungen: Fall a): festeingespannt, gerade Stege; b) konische Stege, c) mit Reibkontakten (Simulation reale Haftreibung)

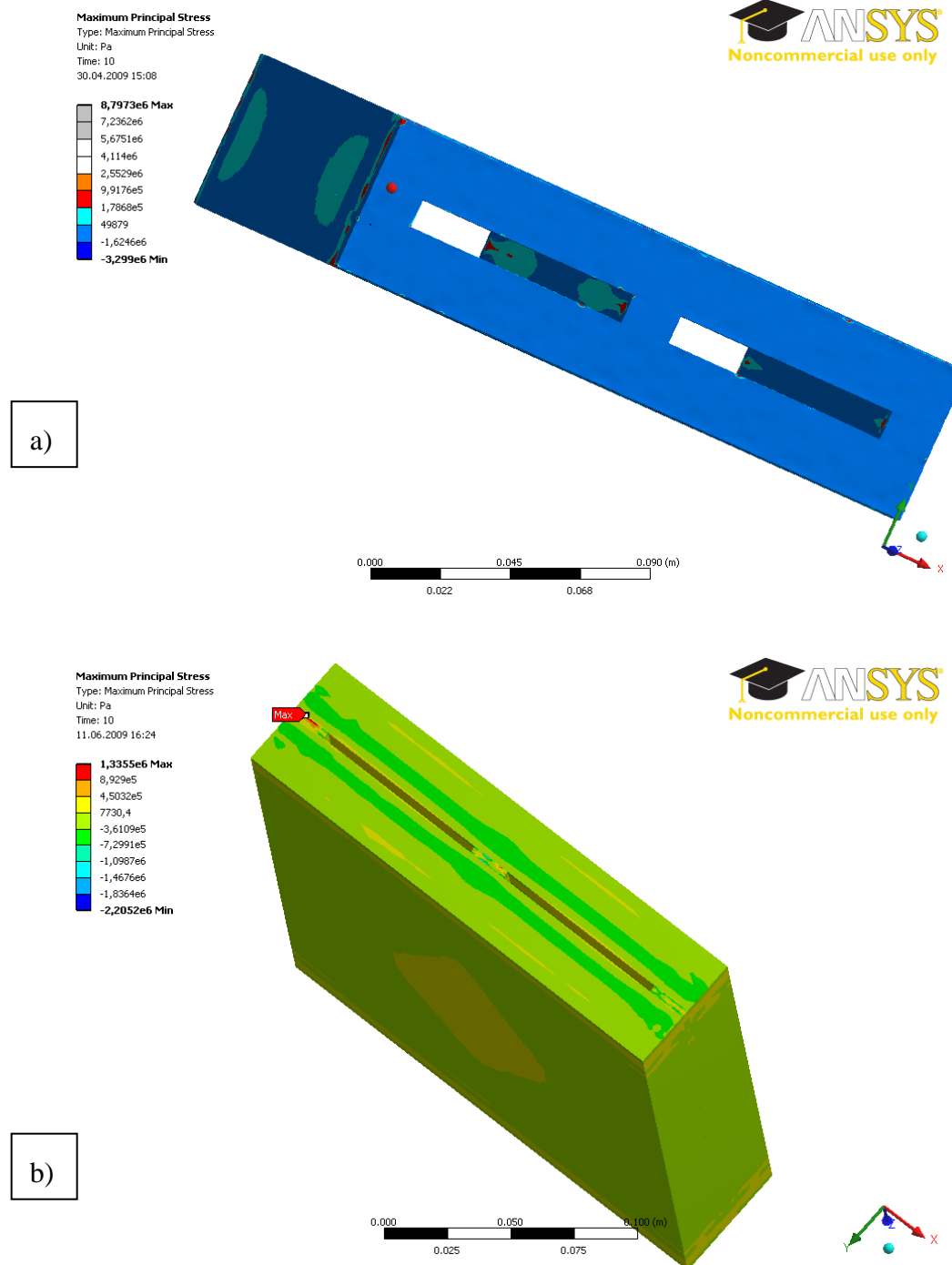
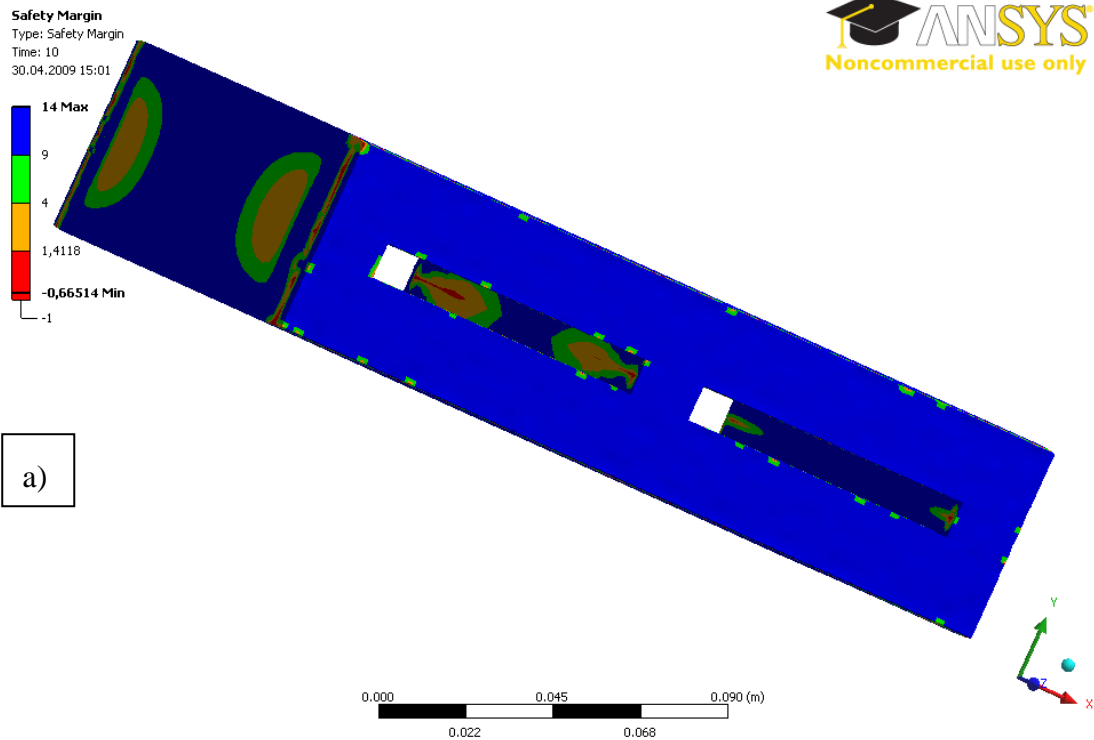
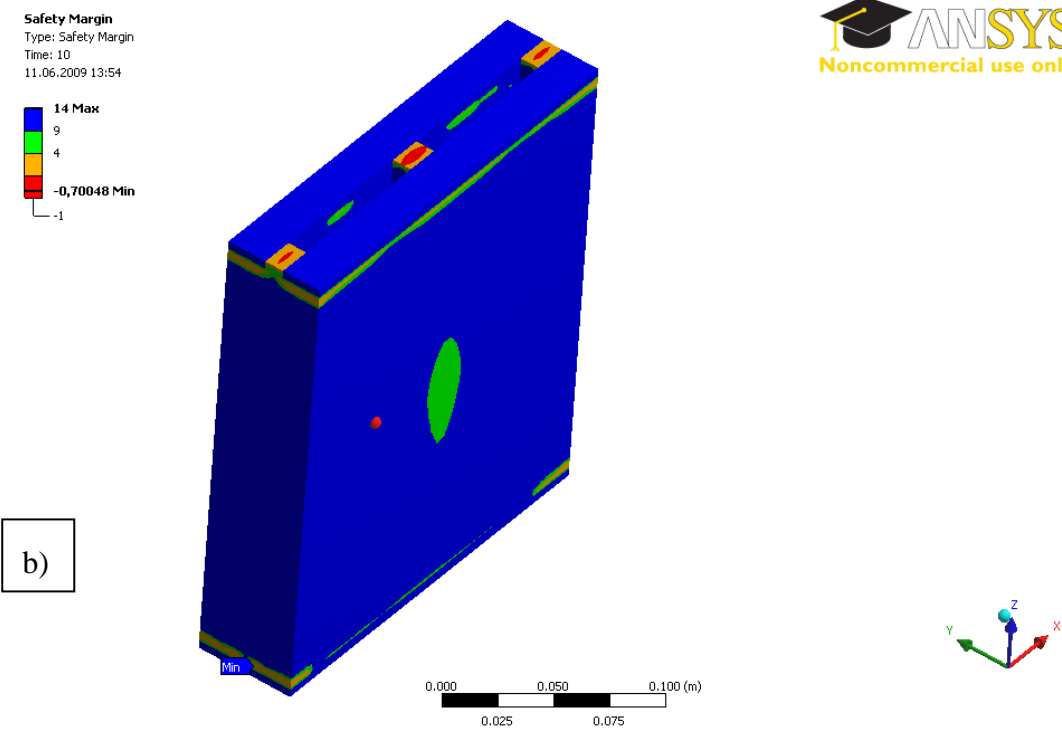


Abbildung C-17: Darstellung exemplarischer Berechnungsergebnisse für die Probe S1, Hauptspannungen σ_1 für a) lin.-elast. Material und geraden Stegen mit Haftreibung in den Kontaktflächen, b) konischen Stegen und bilinearen plastischer Materialkennlinie



ANSYS
Noncommercial use only



ANSYS
Noncommercial use only

Abbildung C-18: Darstellung exemplarischer Berechnungsergebnisse für die Probe S1, Safety Margin für a) lin.-elast. Material und geraden Stegen mit Haftreibung in den Kontaktflächen, b) konischen Stegen und bilinearen plastischer Materialkennlinie

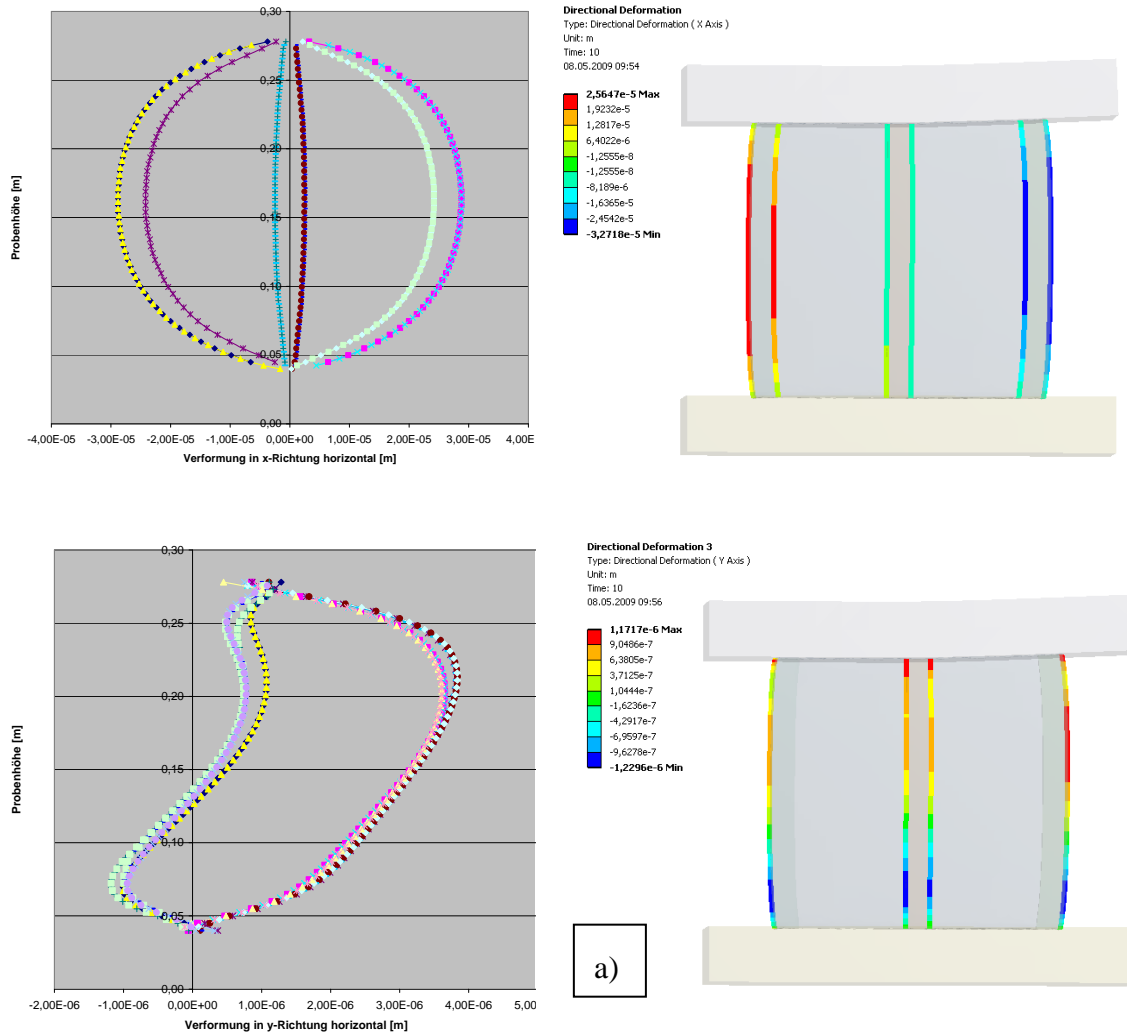


Abbildung C-19: Darstellung exemplarischer Berechnungsergebnisse für die Probe S1, Verformung in x- und y-Richtung der Quersteg für den letzten Lastschritt ($4,1 \text{ N/mm}^2$ Querschnittsbelastung) für a) lin.-elast. Materialverhalten und geraden Stegen mit Haftreibung in den Kontaktflächen

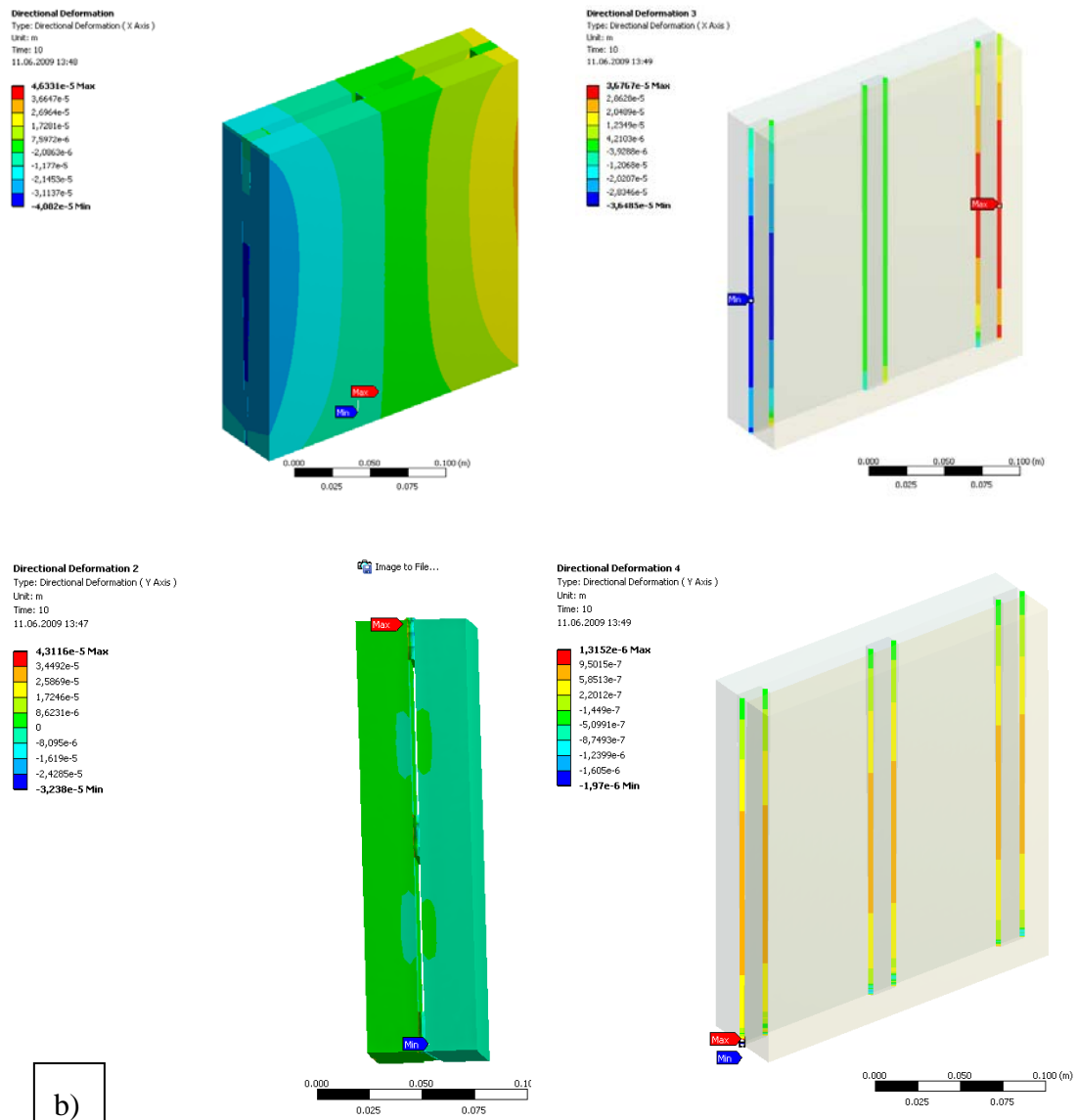


Abbildung C-20: Darstellung exemplarischer Berechnungsergebnisse für die Probe S1, Verformung in x- und y-Richtung der Querriegel für den letzten Lastschritt ($4,1 \text{ N/mm}^2$ Querschnittsbelastung) für Fall b) mit konischen Stegen und bilinearer plastischer Materialkennlinie

• Bruchkriterien

Den weiteren nichtlinearen FE-Berechnungen liegt das Bruchmodell von William und Warnke /Wil74/ für den bereits in Abbildung 5-39 vorgestellten dreidimensionalen Hauptspannungsraum zugrunde. Es basiert auf einer 5 Parameterdarstellung, wobei die Modellparameter bezogene Größen sind und auf typischen Betonfestigkeitskennwerten, wie der einaxialen Druck- und Zugfestigkeit, aber auch auf der biaxialen Druckfestigkeit sowie daraus bestimmten hydrostatischen Spannungszuständen beruhen. Das Bruchkriterium auf Basis von mehraxialen Spannungszuständen kann wie folgt beschrieben werden /ANS07/:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad \text{Gl. C-2}$$

Mit:

- F: Funktion in Abhängigkeit des Hauptspannungszustandes ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)
 S: Bruchfläche in Abhängigkeit der Hauptspannungen und fünf Materialparametern
 f_c : einaxiale Druckfestigkeit

Dabei kann die Bruchfläche in vier unterschiedliche Bruchzustände klassifiziert werden, die sich entsprechend der in /Wil74/ vorgestellten Bruchtheorien wie folgt gliedern:

- Druck-Druck-Druck Bereich ($0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)
- Zug-Druck-Druck-Belastung ($\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)
- Zug-Zug-Druck-Belastung ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$)
- Zug-Zug-Zug-Bereich ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$)

Für die Analyse der Versagenszustände von einaxialen Druckprüfungen an Proben aus LAC ist besonders das dritte Bruchkriterium einer Zug-Zug-Druckbelastung von Interesse. Das ist deshalb der Fall, da sich die Proben bei den in Kapitel 5.1 und 5.2 vorgestellten Versuchen, infolge von Querkzugspannungen seitlich ausbauchen können, wohingegen sie in Belastungsrichtung unter Druckspannungen gestaucht werden. Deshalb soll der analytisch, funktionale Zusammenhang für das dritte Bruchkriterium nachfolgend detaillierter betrachtet werden. Für die formelmäßige Darstellung der anderen Bruchzustände wird auf die Literatur verwiesen /ANS07/.

Für den zu betrachtenden Zug-Zug-Druck-Bereich gilt der Zusammenhang:

$$F = F_3 = \sigma_1 \wedge \sigma_2 \quad \text{Gl. C-3}$$

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c} \right) \quad \text{Gl. C-4}$$

Durch Einfügen der beiden letzten Gleichungen in die Ausgangsbeziehung nach Gl. C-2 und Lösung des Gleichungssystems nach σ_3 für das Versagen infolge Druckbelastung folgt:

$$\sigma_{3\text{failure}} = f_c \cdot \left(\left(\frac{\sigma_1}{f_t} \right) - 1 \right) \quad \text{Gl. C-5}$$

Zur Beschreibung des Materialverhaltens unter mehraxialen Spannungszuständen z.B. infolge vorhandenen Endflächenreibung durch die Lasteinleitungsplatten, sind neben den einaxialen Druck- und Zugfestigkeiten weitere Parameter zu definieren. Für die einaxialen Grenzdruck- und -zugfestigkeiten werden die durchgeführten Versuchs-ergebnisse an LAC-Standardprüfkörpern ausgewertete und mittels dem Weibull-Modell statistisch in einen 95%-Vertrauensbereich eingegrenzt. Des Weiteren wird der E-Modul durch den entwickelten idealisierten Kurvenverlauf der Spannungs-Dehnungslinie in Anlehnung an das Materialmodell nach DIN 1045-1 (s. Kapitel 4) beschrieben. Die im Modell nach /Wil74/ benötigten Koeffizienten β_t und β_c zur Definition der Scherkraftübertragung an offenen und geschlossenen Rissen, sind im Bereich zwischen 0 und 1 zu wählen. Für die nachfolgenden Berechnungen werden die Koeffizient konstant zu $\beta_t=0,2$ und $\beta_c=0,5$ angenommen. Da speziell für LAC in der Literatur keine Anhaltswerte für die Multiplikationsfaktoren für die biaxiale Druckfestigkeit und die biaxialen bzw. uniaxialen Stauchungsspannungen für den hydrostatischen Spannungszustand gefunden werden konnten, werden für die Berechnungen die für Normalbeton bekannten Zusammenhänge verwendet:

- Zweiaxiale Druckfestigkeit: $f_{cb}=1,2 f_c$
- Biaxiale Stauchungsspannung unter hydrostatischen Bedingungen: $f_1=1,45 f_c$
- Einaxiale Stauchungsspannung unter hydrostatischen Bedingungen: $f_2=1,725 f_c$

C.3.1 Simulation einer einzelnen Wandscheibe

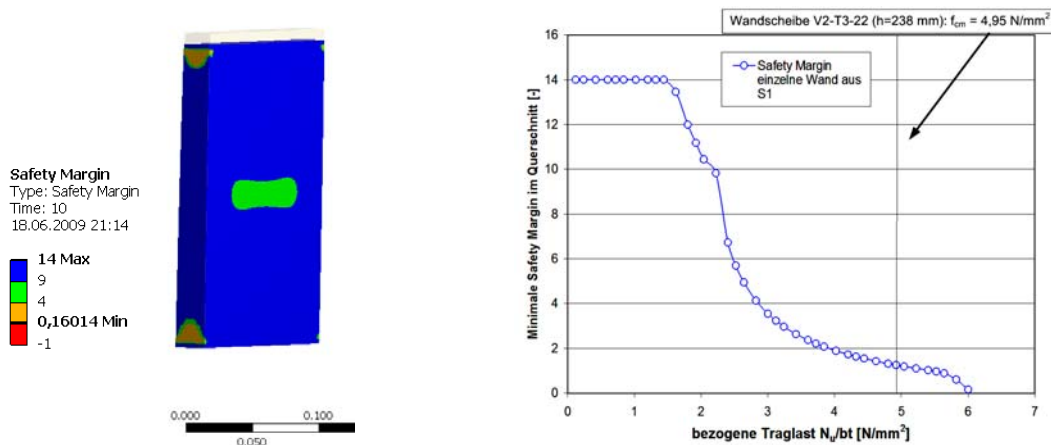


Abbildung C-21: Auswertung der Safety Margin über die einzelnen Loadsteps für multilinearen-plastischen Materialansatz gegenüber der berechneten, bezogenen Traglast

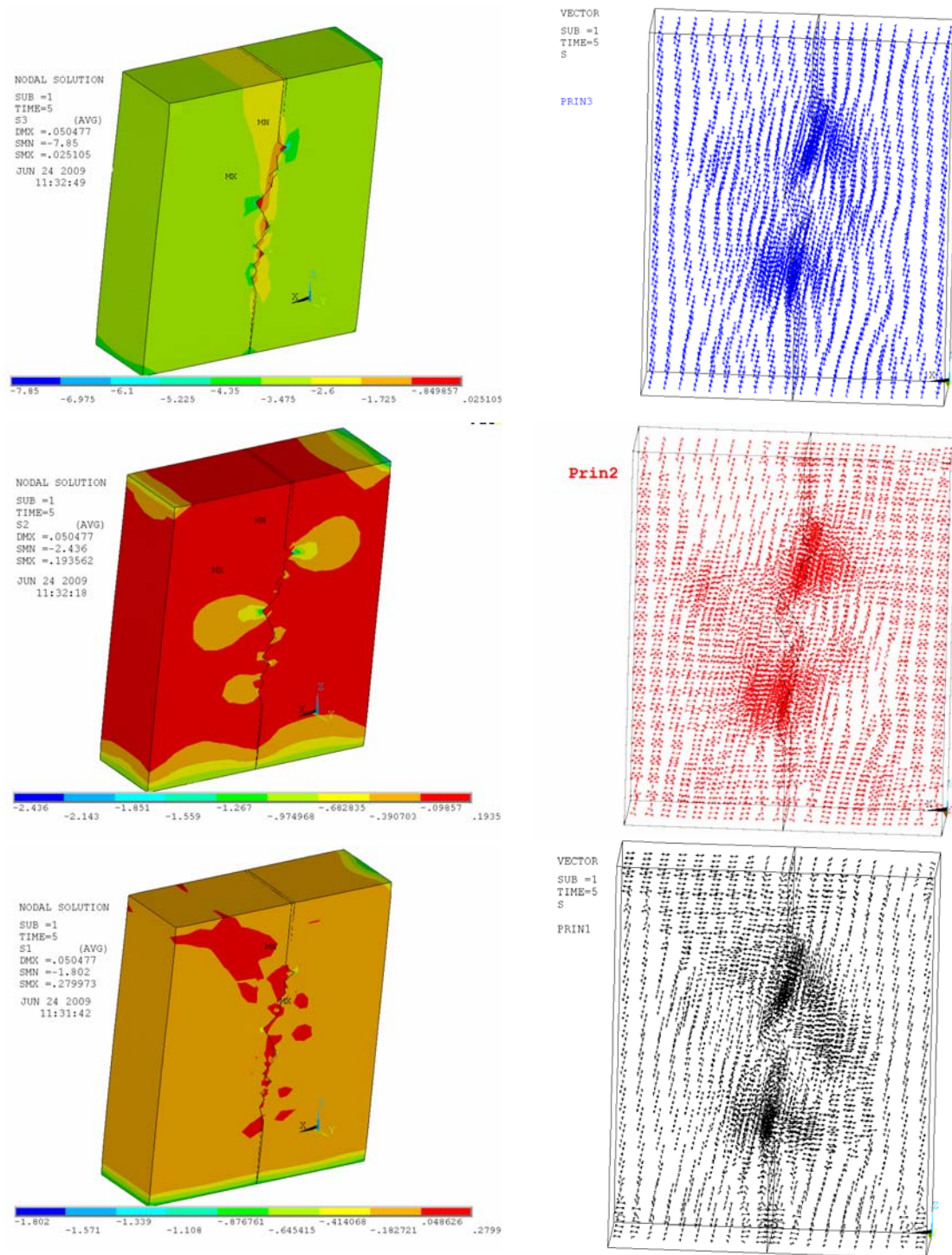


Abbildung C-22: Berechnete Hauptspannungen und deren Richtungsverläufe für: σ_3 (oben) < σ_2 (Mitte) < σ_1 (unten)

D ANHANG – MODELLBILDUNG

D.1 Statistische Aufbereitung der geprüften Materialdruck- und Biegezugfestigkeiten

D.1.1 Grundlagen zur Erzeugung des Weibull-Netzes

Mit dem Weibull-Wahrscheinlichkeitsnetz kann der s-förmige Kurvenverlauf der zweiparametrischen Weibull-Verteilung (vgl. /Cuy01/, /Wil04/) als Gerade dargestellt werden (s. Abbildung D-1).

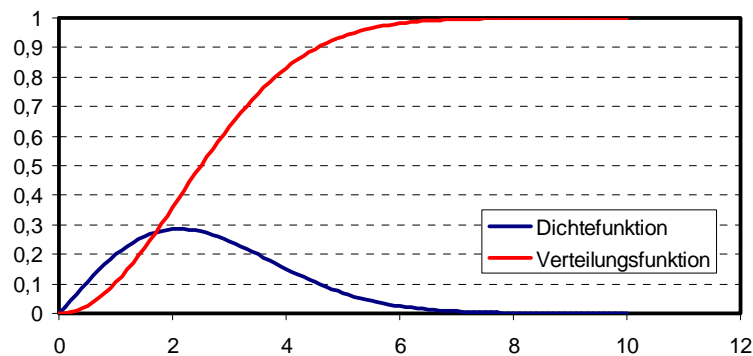


Abbildung D-1: Qualitativer Verlauf der Dichte- und Verteilungsfunktion nach dem Weibull-Modell

Die Umwandlung des Funktionsverlaufs in eine Gerade geschieht mittels einer logarithmisch geteilten Abzisse und einer doppeltlogarithmisch geteilten Ordinate. Wesentliches Merkmal der zweiparametrischen Weibull-Verteilung $F(\sigma_c)$ gegenüber der dreiparametrischen ist, dass bei der 2-Parametrischen zur Beschreibung der Versagenswahrscheinlichkeit von $\sigma_{c,0} = 0$ ausgegangen wird, d.h. es liegt kein fehlerfreies Volumen vor /Wil04/.

$$F(\sigma_c) = 1 - e^{-\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right)^m}$$

Das Weibull-Netz und die Geradengleichung ergeben sich aufgrund zweimaligen Logarithmierens:

$$1 - F(\sigma_c) = e^{-\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right)^m}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1}{1 - F(\sigma_c)} = e^{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right)^m}$$

$$\Leftrightarrow \ln\left(\frac{1}{1 - F(\sigma_c)}\right) = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right)^m$$

$$\Leftrightarrow \ln\left(\ln\left(\frac{1}{1 - F(\sigma_c)}\right)\right) = m \cdot \ln \sigma_c - m \cdot \ln \sigma_0$$

Setzt man $\ln\left(\ln\left(\frac{1}{1 - F(\sigma_c)}\right)\right) = Y$ und $\ln \sigma_c = X$, so erhält man den Ausdruck in Form der Geradengleichung

$$Y = A \cdot x + B$$

mit $A = m$ Weibull-Modul- Formbeiwert in einem Diagramm /Netz mit $Y = m \cdot X - m \cdot \ln \sigma_0$

linearem Y- und X-Maßstab. Für die Ordinate erhält man aus der Substitutionsgleichung $\ln\left(\ln\left(\frac{1}{1 - F(\sigma_c)}\right)\right) = Y$

für jeden Wert von $F(\sigma_c)$ den dazugehörigen linearen Maßstabs-Wert $\ln \sigma_c$.

D.1.2 Exemplarische Analytische Auswertung nach DIN 55303-7 mit 95% Vertrauensbereich

Statistische Auswertung der Untersuchungsergebnisse der Druckfestigkeit nach 28d

Gemäß den in DIN 55303-7, Abschnitt 5.2 und 7.1 angegebenen Berechnungsschritten über programmierte Excelroutinen ausgewertete Datensätze

nach Norm Tab. 2 DIN 55303-7			
nach Ranggröße sortiert	Statistische Auswertung	n = 12	
	sigma druck	$\ln(-\ln 1/(1-F(x)))$	$\ln(\sigma_c)$
1	4,71	-2,8446	1,5497
2	4,71	-1,9142	1,5495
3	5,93	-1,4044	1,7799
4	6,14	-1,0374	1,8148
5	6,95	-0,7414	1,9387
6	7,43	-0,4851	2,0056
7	7,49	-0,2521	2,0136
8	7,54	-0,0302	2,0204
9	7,99	0,1901	2,0783
10	8,04	0,4218	2,0848
11	8,13	0,6866	2,0950
12	8,13	1,0555	2,0950

1) Vorgehen nach DIN 55303-7

Punktschätzung nach DIN 55303-7 für m und Sigma 0:

für Druckfestigkeit n=6; 28 d

Vollständige Stichprobe: r=n=6

Kn aus Tab. 11:

1,3545

s = ent (0,84 n)

5,04

5 gerundet

Weibull-Modul m:

5,675 [-]

$$\sum_{i=s+1}^n \ln x_{(i)}$$

2,006

$$\sum_{i=1}^s \ln x_{(i)}$$

8,633

Skalenparameter der

6,48 N/mm²

Weibull-Verteilung: σ_0

2) Vertrauensbereichsschätzungen

Untersuchungen für **zweiseitig abgegrenzte 95%-Vertrauensbereiche**

$$1-\alpha/2 =$$

0,975

$$\alpha/2 =$$

0,025

a) für Weibull-Modul m

n=	6
aus Tab. 12- DIN 55303-7	
Ermittlung der Anzahl der Freiheitsgrade der χ^2 -Verte	14,67

Ermittlung der Vertrauensgrenzen:

Quantile der χ^2 -Verteilung aus Tab. 15

$$\chi^2_{1-\alpha/2; 1-\alpha/2}$$

27,038

$$\chi^2_{\alpha/2; \alpha/2}$$

6,052

$$m_{ob,z}$$

10,459

$$m_{un,z}$$

2,341

$$m_{un,z} \leq m \leq m_{ob,z}$$

Abbildung D-2: Beispielberechnung nach DIN 55303-7

- b) 95-% Vertrauensbereich für den Wert der Verteilungsfunktion $G(x) = G_m = \frac{i - 0,3}{n + 0,4}$

$G(x) = F(x) = P(x)$ [%]			Schätzwert \hat{x} [N/mm ²]	y Hilfsgröße
99	-4,605	0,176	8,48	-1,5272
95	-2,996	0,176	7,86	-1,0972
80	-1,609	0,176	7,05	-0,4759
63,21	-1,000	0,176	6,48	0,0001
10	-0,105	0,176	4,36	2,2504
1	-0,010	0,176	2,88	4,6001
0,1	-0,001	0,176	1,92	6,9073

Hilfsgrößen für v					v	f ₂	H(f ₂)	Y	X ₂ f ₂ ; 0,975	X ₂ f ₂ ; 0,025	Gob,z	Gun,z
Tab. 13											[%]	[%]
A	B	C										
0,0968	0,0603	-0,0172	0,1849	11,7847			0,0872	5,0250	23,6555	1,0685	100,00	36,59
0,0968	0,0603	-0,0172	0,1317	16,1646			0,0631	3,1910	29,7469	1,9964	99,72	32,57
0,0968	0,0603	-0,0172	0,0941	22,2298	für v ≤ 2		0,0457	1,6846	21,8856	3,8141	80,96	25,10
0,0968	0,0603	-0,0172	0,0968	21,6378			0,0469	1,0480	22,3138	3,9914	66,07	17,58
0,0968	0,0603	-0,0172	0,4793	5,0989			0,2087	0,1298	9,0775	0,1931	20,63	0,49
0,0968	0,0603	-0,0172	1,5300	2,0294	für >2 Tab. 14		0,5416	0,0173	5,6614	0,0145	4,70	0,01
0,0968	0,0603	-0,0172	3,2091	1,2952			0,9490	0,0026	2,5597	0,0005	0,51	0,00

3) 95-% Vertrauensbereich für den Skalenparameter Sigma 0

- 1) Möglichkeit: Iteration von $x = \sigma_0$ über die Ermittlung von Gob,z und Gun,z
 2) Möglichkeit: Vereinfachtes Verfahren für Vollständige Stichprobe nach Abschnitt 7.3.2:

Tab. 17:

$$T(6;0,025) = -1,3274$$

$$T(6;0,975) = 1,2233$$

$\sigma_{0, ob,z} =$	8,19 N/mm ²	
$\sigma_{0, un,z} =$	5,22 N/mm ²	$\sigma_{un,z} \leq \sigma_0 \leq \sigma_{ob,z}$

4) Ermittlung der Grenzkurven des 95-% Vertrauensbereich für x-Werte bei G(x)

Rechnerische Ermittlung nach Abschnitt 7.4.1		
Schätzwert s. Tab.2 b):		
$\hat{x} = 2,88 \text{ N/mm}^2$	bei $G(x) = 1 \%$	
bei G = 0,1%:	x-Werte	
$\sigma_{2,ob,z} =$	3,23	N/mm ²
$\sigma_{2,un,z} =$	0,38	N/mm ²
bei G = 10%:		
$\sigma_{2,ob,z} =$	5,43	N/mm ²
$\sigma_{2,un,z} =$	3,76	N/mm ²
bei G = 99%:		
$\sigma_{2,ob,z} =$	9,75	N/mm ²
$\sigma_{2,un,z} =$	7,64	N/mm ²
bei G = 25%:		
$\sigma_{2,ob,z} =$	6,16	N/mm ²
$\sigma_{2,un,z} =$	4,66	N/mm ²

Einsetzen in Verteilungsfunktion $y = F(x)$ und logarithmieren der x und y-Werte

Für Diagramm- Eintrag der x und y-Werte in doppelt-logarithmischer Darstellung:	
Y $\ln(\ln(1/(1-F(x))))$	X $\ln x$
-6,907	1,173
-6,907	-0,979
-2,250	2,015
-2,250	1,325
1,527	2,278
1,527	2,034
-1,246	2,140
-1,246	1,540

mit:

$$\sigma_{i,ob,z} = \hat{x}_{1\%} \cdot \left[\frac{\ln(1 - G(\hat{x}_i))}{\ln(1 - G_{un,z}(\hat{x}_1))} \right]^{1/m_{ob,z}}$$

$$\sigma_{i2,ob,z} = \hat{x}_{1\%} \cdot \left[\frac{\ln(1 - G(\hat{x}_i))}{\ln(1 - G_{ob,z}(\hat{x}_1))} \right]^{1/m_{un,z}}$$

Abbildung D-3: Beispielberechnung nach DIN 55303-7- Fortsetzung

D.1.3 Numerisches Verfahren nach der Maximum Likelihood –Methode

Mit Hilfe der Maximum Likelihood-Methode können die Modellparameter m und σ_0 rechnerisch ermittelt werden. Dieses Verfahren ist etwas genauer als das meist genutzte Näherungsverfahren über die graphische Auswertung nach der Abweichung der kleinsten Fehlerquadrate/ Regressionsanalyse. Die Methode basiert auf dem Sachverhalt, dass bei einem großen Stichprobenumfang n ein Übergang vom Histogramm der Versagenswahrscheinlichkeiten zur Dichtefunktion $f(\sigma_c)$ /Wil04/ erfolgt. Nach dem Produktgesetz der Wahrscheinlichkeiten ergibt sich für die Wahrscheinlichkeit L , dass für die dargestellten Proben ein Versagen eintritt, als Produkt der Wahrscheinlichkeiten des Versagens für jedes Einzelintervall im Histogramm. Das prinzipielle Vorgehen kann wie folgt dargestellt werden:

$$L = \prod_{i=1}^n \left(\frac{m}{\sigma_0} \right) \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_0} \right)^{m-1} e^{-\left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_0} \right)^m}$$

Zur Vereinfachung der Differentiation wird die Likelihoodfunktion logarithmiert und nach m und σ_0 zur Bestimmung der Extrema differenziert:

$$\frac{1}{m} = \frac{\sum (\ln \sigma_{ci} - \sigma_{ci}^m)}{\sum \sigma_{ci}^m} - \frac{1}{n} \sum \ln \sigma_{ci} \Rightarrow m, \text{ iterativ}$$

$$\sigma_0^m = \frac{1}{n} \sum \sigma_{ci}^m \Rightarrow \sigma_0$$

nach Likely-Hood-Methode aus Excel-Programm:		
	für n=12 28 und 195 d	für n= 12 28 d
m	7,57	6,41
σ_0 N/mm2	7,41	6,41

D.2 Einfluss von Lastausmitten auf die Querschnittstragfähigkeit

Die Querschnittstragfähigkeit von Beton- und Mauerwerkswänden ist gekennzeichnet durch einen Gleichgewichtszustand zwischen inneren Schnittgrößen und äußerer Belastung, für den zugleich eine werkstoffabhängige Versagensbedingung gilt. Um folglich bei zentrisch bzw. überwiegend gedrückten Querschnitten, wie dies bei den Versuchen in Kapitel 5.2 der Fall ist, die aufnehmbare Druckkraft N_u prognostizieren zu können, muss diese zudem in Abhängigkeit der vorhandenen (ungewollten) Lastausmitte e berechnet werden. Die inneren Schnittgrößen N und M ergeben sich aus der Spannungsverteilung $\sigma(z)$ im Querschnitt, die sich bei bekannter Spannungs-Dehnungs-Linie aus den Randdehnungen ε_1 und ε_2 berechnen lässt. Der Zusammenhang zwischen den Schnittgrößen N und M in Abhängigkeit der Lastausmitte e lässt sich durch sogenannte Interaktionsdiagramme darstellen (s. Abbildung D-5).

Für die Bruchbemessung von unbewehrten Querschnitten bilden verschiedenartige einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linien je nach Material und Ansatz bei verschiedenen Autoren (vgl. /Glo04/, /Rub82/), die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte (lineare Dehnungsverteilung) und die zugelassenen Dehnungsgrenzen z.B. nach DIN 1045-1 die Grundlage. Für die eigenen ersten Untersuchungen wurde von dem

Parabel-Rechteck-Diagramm (s. Kap. 2 und 4) und den Dehnungsgrenzen nach DIN 1045-1 ausgegangen. Die Betonzugfestigkeit wurde auf der sicheren Seite nicht berücksichtigt. Dabei wird angenommen, dass der Querschnitt nur bis zur Schwerachse aufreißen, d.h. klaffen darf. Unter Beachtung der Dehnungsgrenzen nach DIN 1045-1 (vgl. /Bie95/, /Rub82/) lassen sich drei Bereiche unterscheiden:

Bereich 1: klaffende Fuge- gerissen:

$$\begin{aligned} x = 0,5 t: \quad & 0 \geq \varepsilon_{c1} \geq -3,5 \text{ ‰} \\ & 0 \leq \varepsilon_{c2} \leq 3,5 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Bereich 2: klaffende Fuge:

$$\begin{aligned} 0,5 t \leq x \leq 1,0 t \quad & \varepsilon_{c1} = -3,5 \text{ ‰} \\ & 0 \leq \varepsilon_{c2} \leq 3,5 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Bereich 3: ungerissener/ überdrückter Querschnitt:

$$\begin{aligned} x = 1,0 t: \quad & -2\text{‰} \geq \varepsilon_{c1} \geq -3,5\text{‰} \\ & 0 \geq \varepsilon_{c2} \geq -2\text{‰} \end{aligned}$$

Zur Ermittlung der zulässigen Schnittgrößen wurde zuerst von einem Einheitsquerschnitt $b/t=1$ ausgegangen. Die Größe der Betondruckkraft wird dabei wie folgt berechnet:

$$F_{cm} = N = b \int_{z=0}^{z=x} \sigma_c(z) \cdot dz \quad \text{Gl. D-1}$$

Der Abstand des Angriffspunktes der Kraft zum stärker gestauchten Rand ist:

$$a = x - \frac{1}{F_{cm}} \cdot b \int_0^x \sigma_c(z) \cdot z \cdot dz \quad \text{Gl. D-2}$$

Und das zugehörige Moment lautet dann:

$$M = N \cdot \left(\frac{t}{2} - a \right) = F_{cm} \cdot e \quad \text{Gl. D-3}$$

Zur Vereinfachung der Berechnung werden der aus dem Stahlbetonbau bekannte Völligkeitsbeiwert α_R und der auf die Druckzonbreite bezogene Schwerpunktabstand k_a nach Kapitel 2 eingeführt. Der Völligkeitsbeiwert beschreibt allgemein das Verhältnis der mittleren Betondruckspannung im Querschnitt zur Grenzfestigkeit des Betons. Für die allgemeinen Beziehungen zur Bestimmung der Größe der Betondruckkraft bei einer trapezförmigen Dehnungsverteilung gelten die Gleichungen nach Kapitel 2. Die nachfolgende Abbildung D-4 verdeutlicht die angenommene Dehnungsverteilung im Wandquerschnitt mit der zugehörigen Spannungsverteilung.

Gemäß den in Abbildung D-4 dargestellten Dehnungsverteilungen vom mittig gedrückten bis hin zum zur Schwerachse aufgerissenen Querschnitt, werden die aufnehmbaren bezogenen Normalkräfte $n = N/(f_{cm} b t) = \Phi_{I,II}$ bzw. die bezogene Querschnitts- und Systemtragfähigkeit bestimmt. Die zugehörigen Momente ergeben sich dann zu $m = M/(f_{cm} b t^2)$. Durch Berechnung dieser Werte lässt sich die Grenzkurve für unbewehrte Querschnitte, wie für die im Speziellen in Kapitel 5.2 untersuchten Wandscheiben-Proben der Versuchsserien V1 (Vollstein) und V2 (Lochstein) mit den für Innenstege von monolithischen Wärmedämmsteinen interessanten Stegdicken von $t=20$ mm und $t=28$ mm darstellen. Mittels des berechneten M-N-Interaktionsdiagramms ist erkennbar, ob ein Stegquerschnitt einer bestimmten Abmessung bei vorgegebener Beanspruchung und LAC- Festigkeit noch tragfähig ist. Als Materialdruckfestigkeit f_c wurde für die Berechnungen der statistisch aus Versuchen abgeschätzte Wert $\sigma_{0,LAC}=6,48 \text{ N/mm}^2$ angesetzt (s. Kapitel 6.1.1).

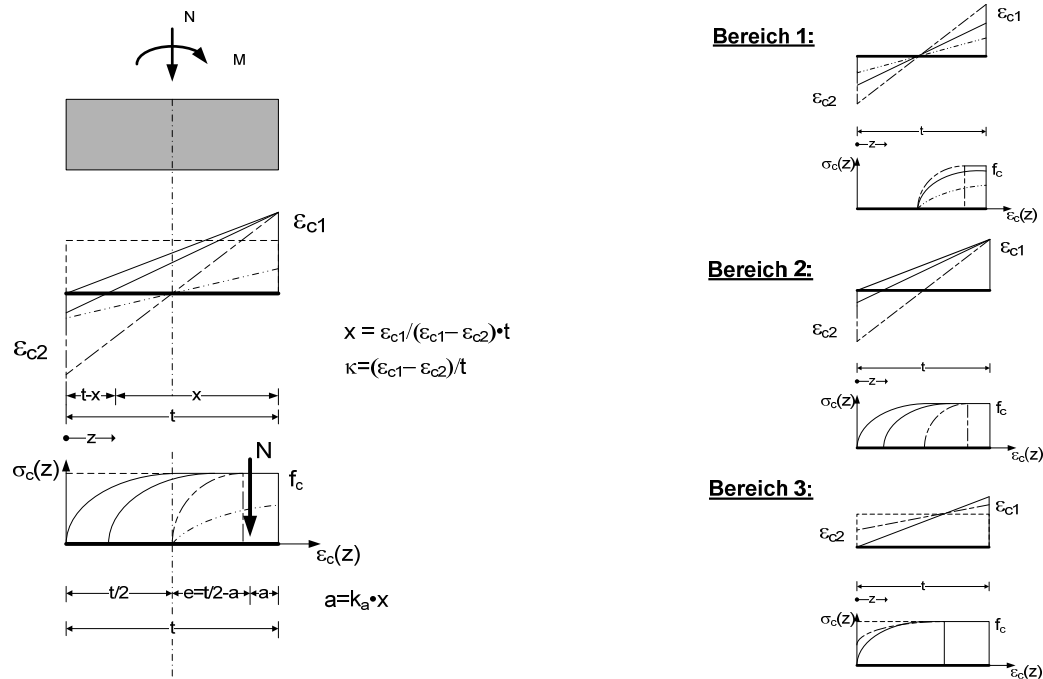


Abbildung D-4: Dehnungs- und Spannungsverteilung im unbewehrten LAC- Querschnitt

In der Abbildung D-5 sind die berechneten Interaktionskennlinien für Querschnittsdicken von 20 und 28 mm den experimentell ermittelten Traglasten $N_{uz,exp}$ als Mittelwert einer Prüfserie gegenübergestellt. Dabei wird für die experimentell bestimmten Bruchlasten angenommen, dass diese auf der Kurve der Grenztragfähigkeit liegen. Besonders wichtig sind dabei die im Diagramm gekennzeichneten Punkte A (Beginn des Aufreißen des Querschnitts), B (bis zur Hälfte aufgerissener Querschnitt), C (größtes aufnehmbares Moment) und D (größte zulässige Ausmitte bei Erreichen der 2. Kernweite bei $e/t=1/3$ für Rechteckquerschnitte). Bis auf die Ausreißer der Serie V2-T1-22 für Scheiben, die aus den Innenstegen mit sehr inhomogener Gefügestruktur durch mangelnde Befüllung und Verdichtung entnommen wurden, zeigt der Ansatz der idealisierten Spannungs-Dehnungs-Linie nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm eine ausreichende Wirklichkeitsnähe gegenüber den getesteten Traglasten. Abweichungen für real getestete Proben können sich gerade für haufwerksporige Betone durch eine Abweichung der vorliegenden Materialdruckfestigkeit von der statistisch eingegrenzten mittleren Festigkeit ergeben. Zum anderen kann eine niedriger getestete Traglast neben den strukturellen Inhomogenitäten auch auf ein Stabilitätsversagen hinweisen, weil bereits ein gerissener Querschnitt mit linearer Spannungsverteilung infolge der Rissbildung ein nichtlineares Verformungsverhalten aufweist. Zu beachten ist, dass aufgrund der physikalischen Nichtlinearität (nichtlineares Materialgesetz) grundsätzlich für unbewehrte Querschnitte zwischen Querschnittsversagen und Stabilitätsversagen (nach Theorie II. Ordnung) zu unterscheiden ist (vgl. /Glo04/).

Gemäß den zuvor angeführten Randbedingungen können zudem an den charakteristischen Punkten A, B, C und D der Grenzkurve folgende Gesamtausmitten $e_{tot} = e_{II} + e_a + e_0$ aus dem zugehörigen bezogenen Schwerpunktabstand k_a berechnet werden. Dies zeigt an, wie groß die Ausmitte der vorgegebenen Normalkraft sein muss, damit ein bestimmtes Moment oder Grenzbereich erreicht wird.

Da die Druckversuche zentrisch durchgeführt wurden ($e_0=0$), wurde zur Nachrechnung lediglich anfänglich eine ungewollte Ausmitte von $e_a = h/400$ zur Berücksichtigung von Imperfektionen während des Versuchs bzw. innerhalb der Probengeometrie berücksichtigt. Der Vergleich in der Tabelle D-1 zeigt, dass die im Versuch angesetzten Ausmitten e_a weit unterhalb der zugehörigen berechneten Gesamtausmitten e_{tot} zu Punkt A liegen.

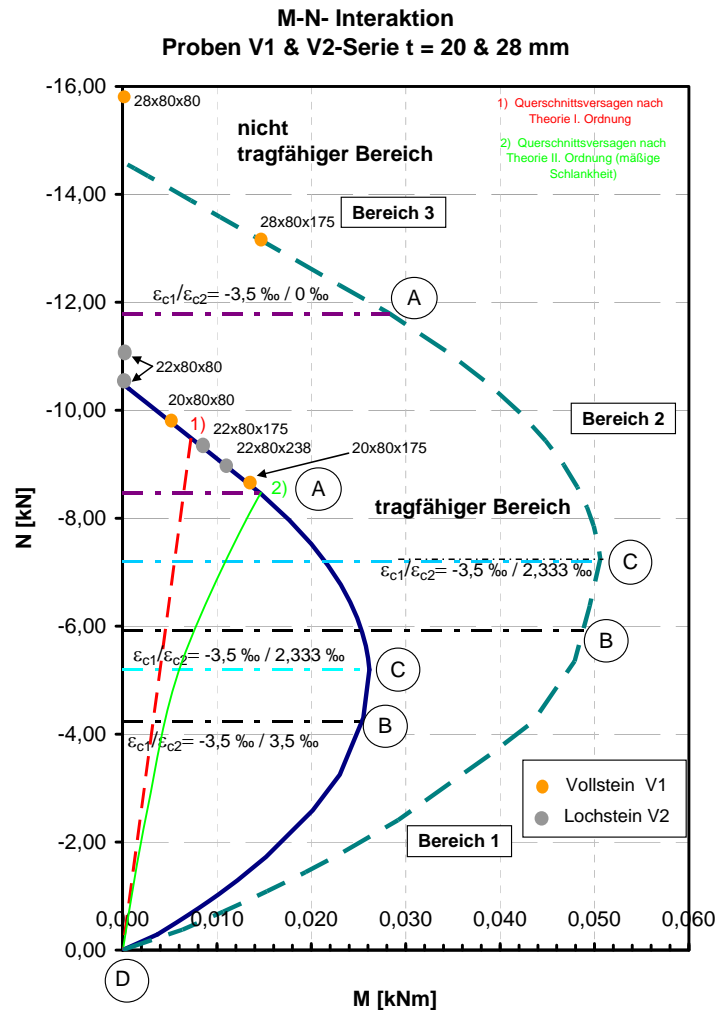


Abbildung D-5: Interaktionsdiagramme der Querschnittstragfähigkeit in Abhängigkeit der Materialfestigkeit und Steggeometrie im Vergleich zu mittleren Versuchswerten von Scheiben aus Voll- und Lochsteinen unterschiedlicher Schlankheit

Der Vergleich mit den Versuchsdaten als Datenpunkte in der vorherigen Abbildung legt den Schluss nahe, dass mit einem Querschnittsversagen nach Theorie I bzw. max. II. Ordnung infolge mäßiger Schlankheit zu rechnen ist. Andererseits ist gerade für die schlankeren Innenstege aus Lochsteinen mit $h=238$ mm auch ein Stabilitätsversagen denkbar, weil die experimentellen Datenpunkte die Grenztragfähigkeit eben nicht erreichen und somit innerhalb der berechneten Grenzkurve liegen und folglich ein Stabilitätsversagen vorläge. Dafür spricht auch der im Versuch aufgezeichnete progressivere Kurvenverlauf der Traglastkurve oberhalb von 80 bis 90% der max. Traglast mit anschließendem schlagartigem Versagen (vgl. Kapitel 5.4.2). Denn diese großen Ausmitten sind im Versuch durch entsprechende Rissbildungen im Querschnitt erklärbar, die einen Stabilitätsverlust eines einzelnen Innenstegs nahelegen würden. Für die Testserie V2-T3-22 von 238 mm hohen Stegen aus Lochsteinen ergibt sich z.B. nach dem vorliegenden Interaktionsdiagramm eine totale Ausmitte von $e_{\text{tot}}=e_I+e_{II}=1,32$ mm bei Erreichen der Kurve der Grenztragfähigkeit.

Tabelle D-1: Berechnete Ausmitten anhand des N-M-Interaktionsdiagramms gegenüber den angesetzten ungewollten Ausmitten e_a gemäß DIN 1045-1

Punkt im M-N-Diagramm	Ber. Ausmitte e_{tot} für Querschnittsdicke $t=20$ mm [mm]	Ber. Ausmitte e_{tot} für Querschnittsdicke $t=28$ mm [mm]	Höhe h [mm] (Abstufung gemäß Testreihen T1 bis T3)	Ansatz ungewollte Ausmitte $e_a=h/400$ [mm]
A	1,68	2,35	80	0,2
B	5,8	8,12	175	0,44
C	5,01	7,01	238	0,6
D	6,66	9,33		

D.3 Ableitung einer analytischen Beziehung der Querkzugspannungen mit Hilfe der Elastostatik

In Anlehnung an *Hilsdorf* und *Berndt* /Ber96/ kann aus den Elastizitätsgesetzen für den räumlichen, ebenen Spannungszustand unter Annahme eines unendlich ausgedehnten Mauerwerkskörpers, die auf den einzelnen Lochstein über die gesamte Steinhöhe einwirkende Querkzugspannung nach (Gl. D-4) wie folgt beschrieben werden. Eine Herleitung auf Grundlage der Elastizitätstheorie der nachstehend angegebenen analytischen Beziehungen für die Querbeanspruchungen über die Kompatibilitätsbedingung in der Kontaktfuge zwischen Stein und Ausgleichsschicht, kann dem Anhang D.4 entnommen werden. Für weitere Detailinformationen sei auch auf die Literatur zur Modellbildung von Mauerwerk wie /Ber05/, /Zuc06/, /Mas05/ und /Ber00/, /Ber96/ verwiesen.

$$\sigma_{QZ,y} = \sigma_{y,St} = \sigma_{x,St} = - \frac{\frac{E_{LAC,St}}{E_{m\ddot{o}/Gips}} \cdot \mu_{m\ddot{o}/Gips} - \mu_{LAC,St}}{(1 - \mu_{LAC,St}) + (1 - \mu_{m\ddot{o}/Gips}) \cdot \frac{h_{St}}{d_{m\ddot{o}/Gips}} \cdot \frac{E_{St}}{E_{m\ddot{o}/Gips}}} \cdot \sigma_z \quad \text{Gl. D-4}$$

Mit:

$\sigma_{QZ,y} \equiv \sigma_{y,St}, \sigma_{x,St}$	horizontale Querkzugspannungen im Steinquerschnitt in N/mm^2
σ_z :	im Steinquerschnitt auftretende Druckfestigkeit in N/mm^2 , gleich der mittleren Längsstegdruckfestigkeit unter Ausschluss von Schlankheitseffekten $\approx f_{c, cube150}$
$\mu_{LAC,St}, \mu_{m\ddot{o}/Gips}$	Querdehnzahlen des Steinmaterials (hier: LAC) und der Abgleichsschicht z.B. aus Mörtel oder Gips
$d_{m\ddot{o}/Gips}, h_{St}$	Dicke der Abgleichsschicht und Lochsteinhöhe in mm
$E_{LAC,St}, E_{m\ddot{o}/Gips}$	statischer E-Modul des Steinmaterials (hier: LAC) und der Ausgleichsschicht z.B. aus Mörtel oder Gips

Wegen der querdehnungsbehindernden Wirkung der Druckplatten im Lasteinleitungsbereich und der gegenseitigen Verformungsbehinderung der Längsstege durch die versetzten Querstege im linear-elastischen Bereich, ist allerdings die mittlere Steinhöhe h_{St} in Abhängigkeit der maximalen Stegdicke im Stein $t_{LAC,Steg}$ zu reduzieren. Dadurch ergibt sich in Abhängigkeit des inneren Reibungswinkels φ des Betons eine effektive reduzierte Steinhöhe, da der Stein in erster Linie in der Nähe der Kontaktflächen zur Druckplatte infolge der querdehnungsbehindernden Reibung nennenswert auf Querkzug beansprucht wird.

Unter Berücksichtigung des bereits beschrieben plastischen Verhaltens der Abgleichsschicht aus Zementmörtel oder Gips unter mehraxialer Druckbeanspruchung und unter Einführung einer reduzierten Steinhöhe $h_{eff,QZ}$, die in Anlehnung an /Ber96/ aus der Theorie nach Mohr- Coulomb bestimmt wird, ergibt sich die effektiv wirksame Steinhöhe für die Querkzugspannungen in der Nähe zu den Kontaktflächen zu:

$$h_{\text{eff},QZ} = t_{LAC,Steg} + \frac{t_{LAC,Steg}}{\tan(45 + \varphi/2)} \approx 1,5 \cdot t_{LAC,Steg}$$

Gl. D-5

Mit:

$$h_{\text{eff},QZ} \leq h_{St}$$

 $t_{LAC,Steg}$

Längs- und Querstegdicke zwischen den rechteckigen Luftkammern

 h_{St}

Steinhöhe in mm

 φ innerer Reibungs-/ Dilatanzwinkel (Ansatz ca. 35° für LAC mit $\alpha=(45+\varphi/2)$, /Gra07/).

Der Winkel α stellt dabei den Winkel der Neigungen der Gleitflächen zur Horizontalen für elastisch-plastische Materialien für den Fall dar, dass der geringe Einfluss der Kohäsionskräfte c vernachlässigt wird. Eine detaillierte Herleitung der mathematisch trigonometrischen Zusammenhänge nach der Versagenshypothese von Mohr- Coulomb kann /Sta06/ entnommen werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass die mittlere Hauptnormalenspannung σ_2 auf das Baustoffversagen keinen nennenswerten Einfluss hat, sondern die minimalen (σ_3) und maximalen (σ_1) Hauptspannungen maßgebend sind. Für Betone und Ausgleichsmörtel kann generell im Bruchzustand eine Neigung der Gleitflächen in einem Winkel von $50^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$ angenommen werden /Schle02/, /Ber96/. Für Lochsteinquerschnitte aus mehreren interagierenden Querstegen wird $h_{\text{eff},QZ}$ wie folgt angenommen:

$$h_{\text{eff},QZ} \approx 1,5 \cdot \sum t_{LAC,Steg} / n$$

Gl. D-6

Mit:

$$h_{\text{eff},QZ} \leq h_{St} \leq 10\text{cm}$$

 n = Anzahl der Loch- bzw. Querstegreihen

Zusätzlich untermauern die experimentellen Analysen und FE-Berechnungen zum Einfluss der Endflächenreibung der Lasteinleitungsplatten auf die querdehnungsbehinderte Probenhöhe in Kapitel 5.1, dass experimentell mit einer reduzierten, effektiven Höhe $h_{\text{eff},QZ}$ von ungefähr dem 1 bis 1,5- fachen der Probendicke bzw. –durchmesser als gestörter Randbereich zu rechnen ist.

Dass diese für Mauerwerk entwickelten Bruchtheorien zum Einfluss der Querdehnungen auf die Festigkeit auch im kleinformatischen Bereich auf einzelne Lochsteine übertragen werden können, verdeutlichen zudem die Bruchbilder die z.B. *Mohammad* /Moh07b/ für Mauerwerk beobachtet hat. Auch für die eigenen Testreihen an kleinformatischen Mauerwerksprüfkörpern geringer Schlankheit können, wie für die Versuche in Kapitel 5.2 gezeigt, vertikale Längsrisse nach dem Druckversuch in Form von Keilbrüchen festgestellt werden (vgl. Abbildung D-6). *Gabor et. al.* /Gab06/ untersuchten die innere Struktur von zum Wandverband gemauerten Lochsteinen nach dem Druckversuch und stellten ebenfalls Rissbildung im Bereich der Querstege fest.

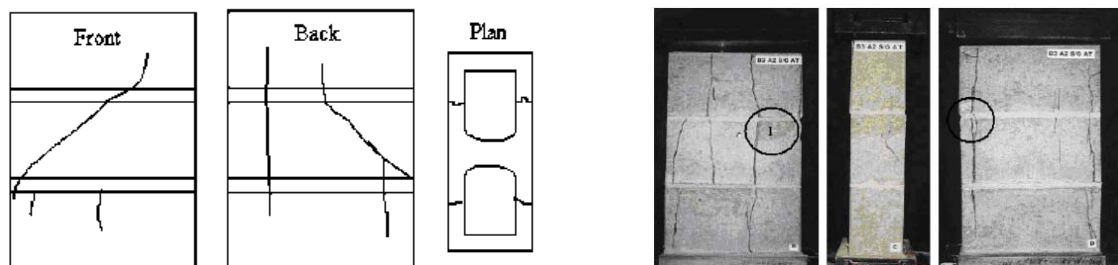


Abbildung D-6: Bruchmoden für Hohlblocksteine als Wandpfeiler getestet mit einem relativ festen Mörtel gegenüber dem Stein nach /Moh07b/

Zur Überprüfung des analytischen Modellansatzes zum Einfluss der Querkzugbeanspruchung auf den Lochsteinquerschnitt werden in Tabelle D-2 die gemäß Gleichung Gl. D-4 berechneten Spannungen mit den mittels FE-Analysen ermittelten maximalen Spannungen $\sigma_y \approx \sigma_1$ innerhalb der Querstegbereiche in y-Richtung, d.h. in Steindickenrichtung verglichen. Durch die Gegenüberstellung von numerisch mittels linear-elastischen

bzw. –plastischen FE-Analysen berechneten maximalen Querkzugspannungen an Wandscheiben nach Kap. 5.4 zu den mittels des eigenen Modellansatzes analytisch berechneten Querkzugspannungen für die einzelnen Wandscheiben kann gezeigt werden, dass im Rahmen der Material- und Geometrieunsicherheiten Modell und FE-Berechnung sehr gut übereinstimmen, wie nachfolgende Werteangaben in Tabelle D-2, Zeile 1 und 2 verdeutlichen.

Tabelle D-2: Gegenüberstellung der numerisch zu analytisch berechneten Querkzugspannungen

Probe	Numerisches Berechnungsergebnis $\sigma_1 \approx \sigma_{x,QZ} = \sigma_{y,QZ}$ (N/mm ²)	Analytisches Berechnungsergebnis $\sigma_{x,QZ} = \sigma_{y,QZ}$ (N/mm ²)	Prozentuale Abweichung (Kommentar)
Wandscheibe V2-T3 FEM: lin.-elast. Materialmodell	0,135	0,152	11%
Wandscheibe V2-T3 FEM: lin.-plastisches Materialmodell (Solid 186)	0,16	0,152	5,3%
Wandscheibe V2-T3 FEM:nicht-lineares Materialmodell (Solid 65)- Rissentwicklung	0,233	0,119	49% wg. Rissbildung im Lasteinleitungsbereich & behinderter Querdehnung; real: Ausbröckeln der Kanten und Mörtel im Versuch + Spaltzugkräfte
V2-S1- Lochsteinausschnitt FEM:nicht-lineares Materialmodell (Solid 65)- Rissentwicklung	0,116	0,09	22,4% + Wirkung von Spaltzugkräften im Querstegebereich

Allerdings fällt durch den Vergleich der nichtlinearen FE-Berechnungen mit simulierter Rissbildung für eine einzelne Wandscheibe und den Lochsteinausschnitt V2-S1 gemäß den Bruchtheorien von William und Warnke /Wil74/ (Zeile 3 und 4, Tabelle D-2) gegenüber dem analytischen Modell auf, dass die analytisch, auf Grundlage eines linear-elastischen Materialansatzes ermittelten maximalen Querkzugspannungen ungefähr nur halb so groß sind. Es wird davon ausgegangen, dass im Bruchzustand bei den Lochsteinen eine bereits zuvor beschriebene Überlagerung von Querkzug- und Spaltzugspannungen nahe dem Lasteinleitungsbereich stattfindet. Eine grafische Darstellung dieser resultierenden Querkzugkraft wird in Form eines Stabwerksmodells im Rahmen der Herleitung der Spaltzugspannungen in Querrichtung in Abbildung D-7 vorgestellt. Infolge der Lochgeometrie (Gitterstruktur) und durch Steifigkeitsunterschiede über den Steinquerschnitt sowie durch das seitliche Ausbröckeln des Ausgleichsmörtels im Bruchzustand, werden zusätzlich Spaltzugspannungen im Bereich der Querstege aktiviert, die zu einer Vergrößerung der Zugspannungen in Steinquerrichtung führen (vgl. Kapitel 5.2). Ähnliche Annahmen treffen auch *Berndt* für Hochlochziegel und kompakte Elbsandsteine /Ber00/, /Ber96/ und *Berto* /Ber05/ sowie *Zucchini* /Zuc06/ bei der Betrachtung von Mauersteinausschnitten.

- **Ableitung einer analytischen Beziehung der Spaltzugbeanspruchung der Querstege**

Mittels den finiten elastisch-plastischen und nichtlinearen Berechnungsergebnissen lässt sich, wie eingangs in Kapitel 6.2 (vgl. Abbildung 6-9) vorgestellt, zeigen, dass selbst eine über Stahlplatten gleichförmig aufgebrachte konstante Belastung zu einer ungleichförmigen lotrechten Druckspannungsverteilung noch in 1/3 der Steinhöhe resultiert. Diese Variation der lotrechten Belastung in der FE-Berechnung resultiert zum einen aus der gitterförmigen Struktur, wodurch es an den Kreuzungspunkten bzw. Knoten der Längs- und Querstege zu einer Beanspruchungskonzentration kommt. Zusätzlich zeigen experimentelle Analysen (vgl. Kapitel 5.2), dass es infolge von Befüllungs- und Verdichtungsunterschieden zu unterschiedlichen Rohdichte- und

Steifigkeitsverteilungen im Lochsteinquerschnitt kommen kann, die gleichermaßen eine Spaltzugbeanspruchung der Querstege durch unterschiedliches Verformungsverhalten und durch die versetzte Anordnung der Querstege bewirken können. Dieser zusätzliche Zugspannungsanteil zur Querkzugbeanspruchung in Querrichtung, der auch durch die Auswertung der Safety Margin in den FE-Berechnungen zu Kapitel 5.4 sichtbar ist, wird wegen der Umlenkung der Vertikalkräfte im Stein als Spaltzug bezeichnet. Lokal werden die Stegbereiche im Lochstein zudem auf Biegezug unter lokalem Druck beansprucht. Nach dem *Model Code 90* /MC90/ und nach den Bemessungsformeln nach *Theimer* /The75/ kann die Spaltzugbeanspruchung in Querrichtung durch ungleichmäßige Lastkonzentration, wie folgt analytisch angenähert werden (s. Abbildung D-7):

$$Z_{SZ} = F_t = \frac{N}{2} \cdot \tan \theta = \frac{1}{4} \cdot \frac{a_{i,LAC} - b_{i,LAC}}{h'_{SZ}} \cdot N \quad \text{Gl. D-7}$$

mit: Bezeichnung der Parameter und Herleitung über Geometrie / Stabwerk s. Abbildung D-7

Daraus folgt für die Spaltzugspannung in der maßgebenden y-Richtung unter Annahme einer parabolischen Spannungsverteilung über die Einflusshöhe bzw. mitwirkende Verteilungshöhe $h_{SZ} = a_{i,LAC}$, wie für wandartige Träger nach /MC90/, /Ber96/, /Ber00/ /The75/:

$$\begin{aligned} \sigma_{SZ,y} &\approx \frac{3/2 \cdot Z_{SZ}}{0,75 \cdot h_{SZ}} = \alpha_{SZ} \cdot \frac{a_{i,LAC,y} \cdot b_{i,LAC,x}}{0,75 \cdot a_{i,LAC,y} \cdot b_{i,LAC,x}} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{b_{i,LAC,y}}{a_{i,LAC,y}}\right) \cdot \sigma_Z \\ &\equiv \alpha_{SZ} \cdot 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{b_{i,LAC,y}}{a_{i,LAC,y}}\right) \cdot \sigma_Z \end{aligned} \quad \text{Gl. D-8}$$

durch Einsetzen von Z_{SZ} nach Gl. D-7 in Gl. D-4

mit: Bezeichnung der Parameter (s. Abbildung D-7 Abbildung D-13) und

$$\alpha_{SZ} = 1 - \frac{E_{i,quer}}{E_{i,längs}} \quad \text{und} \quad h'_{SZ} = 0,75 \cdot h_{sz} = 0,75 \cdot a_{i,LAC,y}$$

Der Vorfaktor α_{SZ} berücksichtigt die ungleichförmige lotrechte Druckspannungsverteilung infolge unterschiedlicher Steifigkeitsverteilungen über den Lochsteinquerschnitt und liegt für die untersuchten Proben aus LAC zwischen 0,2 und 0,3:

Dabei wird für die zuvor angegebenen Zusammenhänge auf die Theorien von *Schleeh* /Schle75b/ (vgl. Kapitel 5.1) und die vereinfachten Rechenannahmen der Scheibentheorie für wandartige Träger, die in /The75/ für die praktische Anwendung vereinfacht aufbereitet wurden, zurückgegriffen. Diese Beziehungen gehen wie bereits für die Herleitung des Querdehnungszustandes angewendet, von einem elastischen Materialansatz und dem Ebenbleiben der Querschnitte aus. Gemäß Navier /The75/ bzw. dem Prinzip von St. Venant /Schle75b/ ist davon auszugehen, dass symmetrische und ungleichförmig am Rand einer Rechteckscheibe angreifende lotrechte Belastungen erst in einem Abstand ungefähr gleich der Länge des belasteten Randes homogen verteilt sind (vgl. Kap. 5.1, Abb. 5-3). Da aber für die untersuchten Wärmedämmsteine aus der Markstudie i.d.R. die Steinhöhe h_{St} deutlich niedriger als die zweifache Steinlänge ist, kommt es nicht zum Ausgleich der Spannungen in halber Steinhöhe (s. Kapitel 5.1). Für diese Geometrie von Lochsteinen wird die Neigung der Tangente der lotrecht abgelenkten Kraft (s. Abbildung D-7) mit:

$$\tan \theta = \frac{1}{4} (a_{i,LAC} - b_{i,LAC}) / (0,5 \cdot h_{sz}) \quad \text{Gl. D-9}$$

angenommen. Die nachfolgende Abbildung D-7 verdeutlicht graphisch den Sachverhalt einer Spannungskonzentration. Um, wie zuvor dargelegt, die Lastkonzentrationen in den Kreuzungspunkten von Quer- und Längsstegen anhand der ebenen Scheibentheorie für wandartige Träger zur Herleitung von

materialbedingten Bruch- und Fließkriterien abbilden zu können, wird in Anlehnung an /Ber00/ die reale, versetzte Querstegstruktur im Lochstein gemäß Abbildung D-8 vereinfacht idealisiert angenommen.

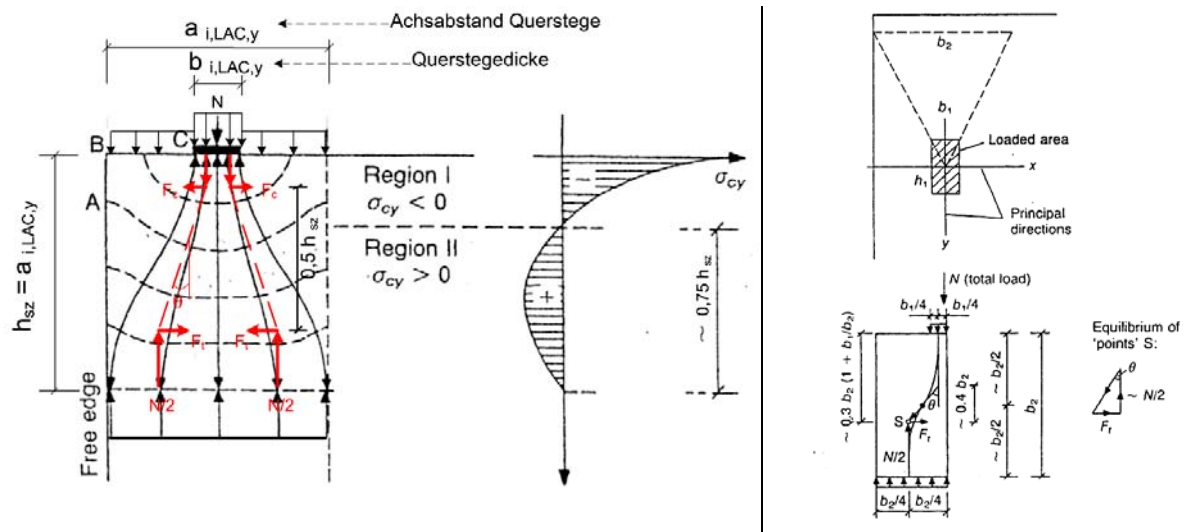


Abbildung D-7: Spannungstrajektorien und konzentrierte Lastenleitung /MC90/ unter Angabe der für das eigene Modell maßgebenden Parameter (rot) (links) und Darstellung des vereinfachten Modells der angenommenen Spaltzugspannungen aus /MC90/ (rechts)

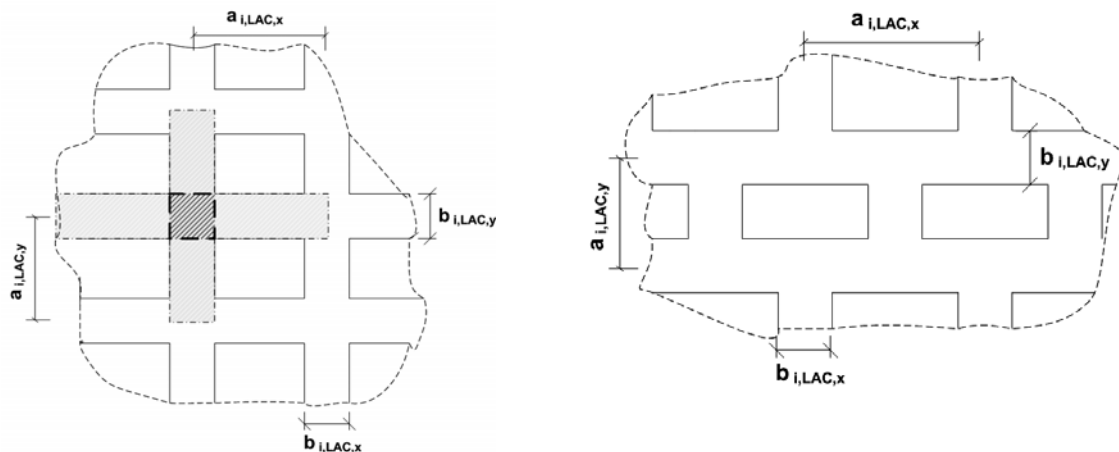


Abbildung D-8: links: Dem eigenen analytischen Rechenmodell zugrunde gelegte idealisierte Innensteggeometrie; rechts: reale Innensteggeometrien von Lochsteinen und der 3D- FE-Modelle

D.3.1 Herleitung einer Bruchbedingung/ Fließregel für das Druckversagen der Querstegbereiche

In Anlehnung an die Modelle zur Beurteilung der Mauerwerksfestigkeit von /Ber96/, /Ber00/ und /Gab06/, wird ein Bruchkriterium für vertikal beanspruchte Lochsteine gegenüber der Materialfestigkeit, die an genormten bzw. kompakten Standardprüfkörpern ermittelt wird, hergeleitet. Folgende vereinfachte Interaktionsbeziehung für eine Druck-Zug-Belastung nach Gl. D-10 gilt für dreiachsig vertikal beanspruchte Lochsteinsysteme, bestehend aus einer gitterförmigen Struktur aus Längs- und Quersteinen /Ber96/. Es wird angenommen, dass die Druckspannung in z-Richtung wirkt (s. auch FEM- Koordinatensystem, Kapitel 5.2) und dass infolge der unterschiedlichen Steifigkeiten der Längs- und Querstege im Steinquerschnitt in den zur z-Achse vorhandenen Querrichtungen x und y Querkzug- und Spaltzugspannungen im Bruchzustand überlagert auftreten. Diese Zugspannungen in Querrichtung führen letztendlich bei 80 bis 90% der max. Bruchlast der Lochsteine zum Versagen infolge des lotrechten Aufspaltens der Innen- bzw. Querstege. Maßgebend werden für die betrachtete

Innensteggeometrie des Lochsteins allerdings die Zugspannungen in y-Richtung, wie aus den Bruchbildern von Versuchen ableitbar ist. Somit kann auch das mathematisch schwierig erfassbare Sprödbbruchversagen der untersuchten Vbl SW 2-Steine beschrieben werden.

$$\frac{\sigma_{QZ,x,y} + \sigma_{SZ,x,y}}{f_{cc,BZ}^*} + \alpha_M \cdot \frac{\beta_{D,st}^{Netto}}{\sigma_{0,LAC}} = 1$$

mit: $\alpha_M \approx 0,7$ und $\alpha_q = 0,7 - 0,95 \approx 0,85$ mittlerer Faktor

α_M	Korrelationsparameter mittels Regressionsanalyse (fester Wert; eigene Untersuchungen)	Gl. D-10
α_q	Reduktionsfaktor zum Einfluss der Querstege auf die Traglast je nach Lochmuster	
$f_c \Rightarrow \sigma_{0,LAC}$	charakteristische Druckfestigkeit gemäß Weibull-Verteilung Kap. 6.1	

In der Bruchbedingung bedeuten $\sigma_{QZ,x,y}$ die Querkzugbeanspruchung nach Gl. D-4, $\sigma_{SZ,x,y}$ die Spaltzugbeanspruchung nach Gl. D-8, beide getrennt auswertbar für die x und y-Richtung und $\beta_{D,st}^N$ stellt die Lochsteindruckfestigkeit dar, wobei die gemessene Bruchlast auf die mittlere Nettoquerschnittsfläche des Lochsteins für den Versuch bezogen wird. Diese Spannungswerte werden nachfolgend mit dem Index N, wie Netto belegt. Die Druckfestigkeit ist sozusagen eine Materialkonstante, die je nach verwendetem Leichtbeton an Standardwürfeln mit 150 mm Kantenlänge oder an Vollsteinen bestimmt wird, wobei der Umrechnungsfaktor für die vorliegende Versuchsserie 1,0 beträgt. Der Parameter $f_{cc,BZ}^*$ stellt die maximale Tragfähigkeit des Materials unter lokaler Druckbelastung durch Spaltzugkräfte bei kompakten Prüfkörpern dar (s. Abbildung D-9). In Anlehnung an den Model Code 90 /MC90/ kann der letztgenannte Parameter mit für LAC-Steine angepasstem Vorfaktor wie folgt ausgedrückt werden:

$$f_{cc,BZ}^* = 3 \cdot \frac{(h_{SZ} / b_{i,LAC,y})^2}{(h_{SZ} / b_{i,LAC,y}) - 1} \cdot f_{ct}$$

Gl. D-11

mit Geometrieparameter nach Abbildung D-7 Abbildung D-13

Der Beiwert f_{ct} beschreibt in der obigen Gleichung die zentrische Zugfestigkeit des Materials, die wiederum nach Kapitel 4 Gl. 4-10 aus der Druckfestigkeit und Trockenrohdichte abgeschätzt werden kann. Die einaxiale Materialdruckfestigkeit in Gl. D-20 wird durch den Parameter f_c beschrieben, der der statistisch abgesicherten Druckfestigkeit $\sigma_{0,LAC}$ nach dem Weibull-Modell (Kapitel 6.1.1) gleichzusetzen ist, sofern genügend Datensätze für eine statistische Auswertung vorliegen (vgl. auch Abbildung D-10). Alternativ kann für die Materialdruckfestigkeit auch der arithmetische Mittelwert f_{cm} der Druckfestigkeit eingesetzt werden. Die Gleichung Gl. D-10 gilt unter der Voraussetzung, dass der E-Modul des LAC größer als der E-Modul der Ausgleichsschicht $E_{LAC} \geq E_{m\ddot{o}/gips}$ ist /Ber96/.

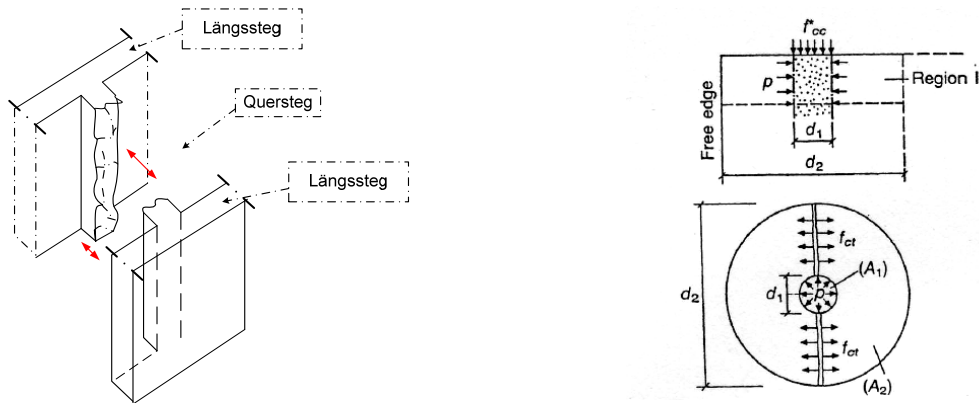


Abbildung D-9: Schematische Darstellung der „Säulenbildung“ der lastabtragenden Längssteg durch das Aufspalten der Querstege kurz vor Erreichen der Bruchlast (links); Theorie zum Spaltzugbruch durch Querverformung infolge lokaler Druckbelastung nach /MC90/- Abschnitt 3.3 (re.)

Zur inversen Bestimmung der Netto-Steindruckfestigkeit bzw. zur Kalibrierung des Korrelationsparameters α_M in Gl. D-10, werden die durchgeführten Versuche der einzelnen Prüfserien des Produktionsversuchs V2 an Lochsteinen derselben Rezeptur und Herstelltages, sowie an daraus entnommenen Lochsteinausschnitten V2-S1 und -S2 mit jeweils einer und drei Luftkammerreihen eines Lochsteins des Typs Vbl SW 2 des Formates 20 DF ausgewertet (vgl. Kapitel 5.2). Dazu werden die auf die einaxiale Materialdruckfestigkeit bezogenen Werte der Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St}^N / f_c$ gegenüber der auf die Materialtragfähigkeit unter lokalem Druck /MC90/ bezogene Querkzugbeanspruchung in dem nachfolgenden Diagramm (Abbildung D-10) dargestellt. Dabei beziehen sich alle für die Modellbildung durchgeführten Versuche auf die Referenzprüfserie der Lochsteine V2 (vgl. auch Kapitel 5.1 und 5.2). Die einzelnen Datenpunkte liegen unterhalb der in Abbildung D-10 dargestellten nichtlinearen Funktion als obere Grenzkurve. Als untere Grenzkurve bezogen auf die Mittelwerte der Prüfserien lässt sich entsprechend dem Vorschlag von Berndt für Mauerwerk /Ber96/ eine linearisierte Funktion mit einem Korrelationsparameter $\alpha_M=0,7$ angeben.

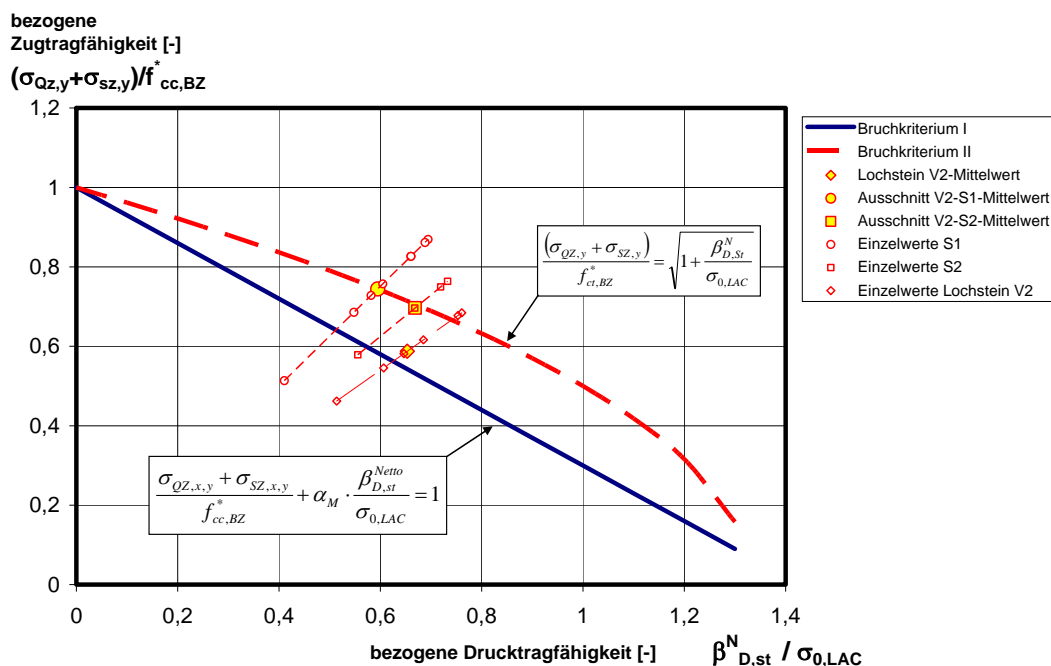


Abbildung D-10: Funktionale Darstellung der Bruchbedingungen anhand bezogener Druck- und Querkzugbeanspruchungen auf ein Lochsteinsystem mit gitterförmiger Innenstegstruktur

Durch die zuvor beschriebene Interaktion der Querkzug- und Spaltzugspannungen als Gesamtzugspannung in der maßgebenden Querrichtung y kann die das Versagen in Lochsteinen des Typs Vbl SW mit relativ filigranen

Querstege einleitende Beanspruchungskombination beschrieben werden. Es ist im Fall des Druckversagens von Lochsteinen zu berücksichtigen, dass nicht die ersten lotrechten Spalttrisse im Bereich der Querstege in y-Richtung („Säulenbildung“ der einzelnen Längsstege, vgl. Abb. 5-41 und 5-43 und Abbildung D-9) zum letztendlichen Druckversagen des Steins führen, sondern eine geringfügig weitere Laststeigerung von 10 bis 20% notwendig ist, um weitere Risse im Innenstegsystem zu erzeugen (s. Abb. 5-37). Durch die so entstehenden einzelnen lastabtragenden Längsstege kommt es vermutlich infolge von Biegeverformungen durch die versetzt angeordneten Querstege und durch die Querdehnung des Materials zum Stabilitätsversagen der lotrechten Längsstege im Rahmen eines Sprödbbruchversagens, welches durch die FE-Berechnungen nicht mehr sicher erfasst werden kann. Dabei wirken sich die verschiedenen Steifigkeitsverteilungen über die Längs- und Querstege und folglich die resultierenden, variierende Zugfestigkeiten in den Querrichtungen zur Beanspruchung auf die Biegeverformungen der Längsstege aus, da nicht alle Querstege gleichzeitig aufreißen. Dieser Effekt wird maßgeblich durch die sich unterschiedlich im Steinquerschnitt ausbildende Haufwerksporigkeit der Gefügestruktur des LAC verstärkt.

Für die Herleitung des Bruchkriteriums wurde beachtet, dass nicht die einaxiale, zentrische Zugfestigkeit, sondern die Belastung unter mehraxialem Spaltzug durch gleichzeitig wirkenden lotrechten Druck für das Lochstein- bzw. Innenstegversagen maßgebend ist. Deshalb wird die um bis zu 35% höhere Spaltzugfestigkeit gemäß Model Code 90 /MC90/ (vgl. Kapitel 2) als maßgebende Bruchursache infolge der gitterförmigen Struktur der Innenstege, vor allem im Hinblick auf die im Versuch zu beobachtenden Trennrisse im Bereich der Querstege, angesetzt. Diese Bruchformen wurden zudem auch von anderen Autoren wie /Schu00/, /Ber00/ und /Gab05/ für Mauerwerk aus Lochsteinen anderer Materialien beobachtet und damit finden die Überlegungen zum Bruchkriterium unabhängig der eigens getesteten LAC- Steine eine Bestätigung in der Literatur.

Werden nun die Gleichungen Gl. D-4 und Gl. D-8 in Gl. D-10 eingesetzt und für die maßgebende Richtung mit den geringsten Stegquerschnittsdicken ausgewertet, dann ergibt sich die Netto-Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St}^N$. Da aber i.d.R. normativ für Lochsteine die Druckfestigkeit bezogen auf die Bruttoquerschnittsfläche anzugeben ist, muss die so ermittelte, auf die Materialfestigkeit bezogene Druckfestigkeit, wie folgt umgerechnet werden:

$$\frac{\beta_{D,St}^{Brutto}}{\sigma_{0,LAC}} = \frac{A_{Netto}}{A_{Brutto}} \cdot \frac{\beta_{D,St}^N}{\sigma_{0,LAC}} \quad \text{Gl. D-12}$$

Dabei beträgt der Anteil der Lochkammern für die in der Marktstudie untersuchten Lochsteine des Typs Vbl SW 2 zwischen 7 bis 23% der Bruttoquerschnittsfläche.

Damit ist es auch möglich, den Einfluss der Materialdruck- und Zugfestigkeit in Form der Spaltzugfestigkeit für die maßgebende Querrichtung für die Brutto-Lochsteinfestigkeit in Bezug auf die Materialdruckfestigkeit bei 80-90% der Bruchlast (Aufspalten der Querstege) anzugeben. Auf Grundlage der Gl. D-10 mit Auflösung nach $\beta_{D,St}^N$ (s. Gl. D-13) kann gezeigt werden, dass mit ansteigendem Verhältnis $\sigma_{0,LAC}/f_{cc,BZ}^*$ die bezogene Steindruckfestigkeit $n_u = \beta_{D,St}^N/\sigma_{0,LAC}$ sinkt (s. Abbildung D-11). Das bedeutet, je geringer die Biegezug- bzw. Spaltzugtragfähigkeit des Materials unter lokalem Druck ist, desto geringer ist auch die Steindruckfestigkeit. Eine Herleitung des Zusammenhangs nach Gl. D-13 ist dem Anhang D.4.1 zu entnehmen.

$$\beta_{D,St}^N = \frac{\sigma_{0,LAC}}{F(\sigma)} \quad \text{mit: } F(\sigma) = \frac{[\sigma_{QZ,y} + \sigma_{SZ,y}]}{\sigma_Z} \cdot \frac{\sigma_{0,LAC}}{f_{cc,BZ}^*} + \alpha_M \quad \text{Gl. D-13}$$

Mit Hilfe der Fließregeln kann somit für jede beliebige Lochsteinform mit rechteckförmiger Gitterstruktur der Innenstege nach experimenteller Bestimmung der Materialparameter f_c bzw. $\sigma_{0,LAC}$ und f_{ct} die Lochsteindruckfestigkeit bestimmt werden. Ersatzweise kann die Materialzugfestigkeit f_{ct} und der E-Modul nach Kapitel 2 aus der Druckfestigkeit f_c und Trockenrohdichte ρ_{tr} des Materials prognostiziert werden, so dass nur

diese beiden Parameter experimentell durch z.B. Vollstein- oder Würfeldruckversuche zu bestimmen sind. Aus der Darstellung in Abbildung D-11 können z.B. für die untersuchten Lochsteinstrukturen des Lochsteins der Produktionsserie V2 auf Blähtonbasis und den daraus entnommenen Steinausschnitten S1 und S2, ähnlich wie aus Bemessungsnomogrammen im Massivbau, die Steindruckfestigkeiten zum Zeitpunkt des Aufspaltens der Querstege als auslösender Versagensmechanismus bei 80-90% der Bruchlast in Abhängigkeit der Materialdruck- und Zugkennwerte abgelesen werden.

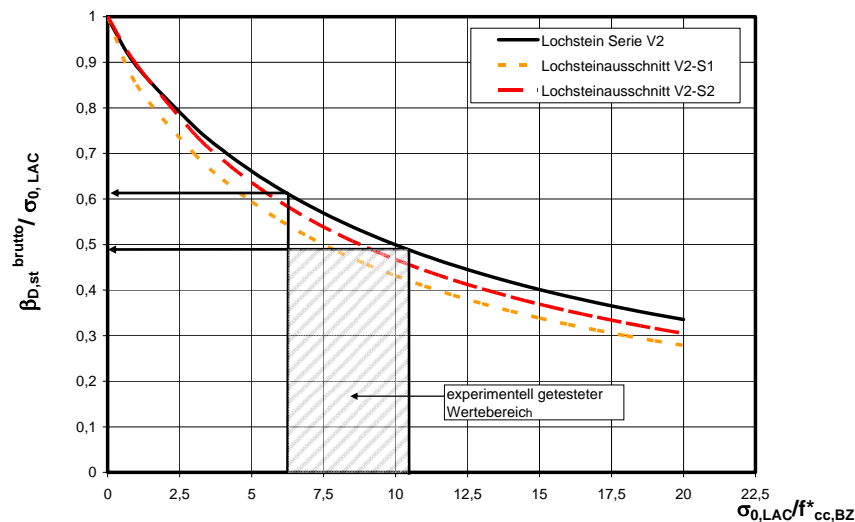


Abbildung D-11: Nomogramm zum Einfluss der einaxialen Materialdruck- und Spaltzugtragfähigkeit unter lokalem Druck $\sigma_{0, LAC} / f_{cc, BZ}^*$ gegenüber der bezogenen genormten Brutto-Steindruckfestigkeit $\beta / \sigma_{0, LAC}$ für die Referenzlochsteinserien V2

Folglich konnte das Ziel der analytischen Beschreibung der Versagenskriterien der im speziellen betrachteten Vbl SW –Lochsteine unter Berücksichtigung der Innenstegeometrie und damit der resultierenden Lochform erreicht werden. Ob dieses Modell auch allgemeingültig auf andere Steingeometrien übertragbar ist, soll eine Überprüfung des Ansatzes anhand ausgewählter Steine aus LAC aus der Marktstudie in Kapitel D.6 belegen. Weitere Überprüfungen anhand großer experimenteller Datensätze mit unterschiedlichen Lochsteingeometrien und LAC-Rezepturen wären jedoch sinnvoll, um den funktionalen Verlauf des Fließkriterium nach Gl. D-10 weiter einzugrenzen. Für ein Bemessungsmodell zur Bestimmung der Trag- bzw. Bruchlast des Steines ist allerdings das nach dem Aufspalten der Querstege lokal stattfindende Stabilitätsversagen der vertikal lastabtragenden Längsstege infolge Biegezugspannungen maßgeblich (s. Abbildung D-9), auf welches in Kapitel 6.2 im Detail eingegangen wird. Das Versagen findet durch die weitere Querverformung infolge Rissaufweitung der versetzten Querstege bei einer zusätzlichen Lasterhöhung von ca. 10-20 % statt.

D.4 Analytische Beziehungen zur Querkzugbeanspruchung auf LAC-Lochsteine

Für die Beschreibung der Querkzugspannungen in gelochten Mauersteinen mit Ausgleichsschichten im Bereich der Lasteinleitungsflächen wird von folgenden analytischen Zusammenhang ausgegangen, der auch in Literatur zur Beschreibung von Mauerwerk, wie in Abbildung D-12 dargestellt, hergeleitet wird (vgl. z.B. /Ber05/, /Gab05/, /Ber00/, /Mas05/, /Zuc06/):

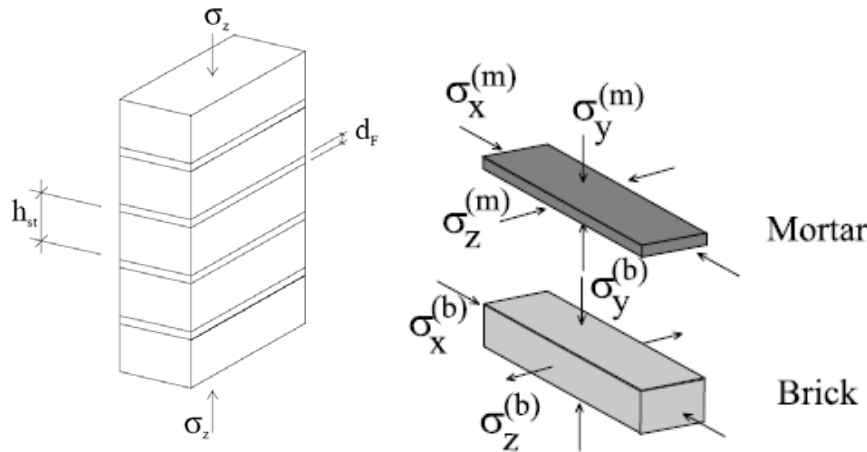


Abbildung D-12: Dreidimensionaler Spannungszustand in Mauerwerk unter Druckbeanspruchung nach /Ber00/ und /Mas05/ ohne Angabe der Schubspannungen in der Kontaktzone Stein /Mörtel

Gemäß den zuvor genannten Autoren gilt für die Kontaktfläche zwischen Stein und Mörtel folgende Kompatibilitätsbedingung der Querdehnungsanteile von Mörtel und Stein:

$$\varepsilon_{y,St} = \varepsilon_{y,mö} \quad \text{und} \quad \varepsilon_{x,St,LAC} = \varepsilon_{mö}$$

Gl. D-14

Zur Erfüllung des Gleichgewichts in horizontaler Richtung ist in der für die hiesigen experimentellen Untersuchungen insbesondere die y-Richtung, (in Abbildung D-12- z-Rtg. nach /Mas05/) zu betrachten. Entsprechend ist bei kompakten Prüfkörpern unter Querkzugbeanspruchung für die andere Raumrichtung bzgl. der x-Achse zu verfahren. Daraus folgt dass:

$$\sigma_{y,St} \cdot h_{St} + \sigma_{y,mö} \cdot d_{Fuge} = 0$$

Gl. D-15

Unter Ansatz der dreidimensionalen Spannungsbeziehungen für einen homogenen dreidimensionalen Spannungszustand auf Basis linear-elastischem Materialverhaltens ergeben sich nach der Lehre der Elastostatik in der Kontaktfuge folgende Gleichgewichtsbedingungen für die Querverformungen an dieser Stelle /Ber05/, /Ber00/, /Gab06/:

$$\begin{aligned} E \cdot \varepsilon_x &= \sigma_x - \mu \cdot (\sigma_y + \sigma_z) \\ E \cdot \varepsilon_y &= \sigma_y - \mu \cdot (\sigma_x + \sigma_z) \\ E \cdot \varepsilon_z &= \sigma_z - \mu \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \end{aligned}$$

Gl. D-16

Für die Kontaktfuge ergibt sich mit der Gleichgewichtsbedingung nach Gl. D-15 dann:

$$E_{St} \cdot \varepsilon_{y,St} = \sigma_{y,St} - \mu_{St} \cdot (\sigma_{x,St} + \sigma_{z,St}) \quad \text{und} \quad \text{Gl. D-17}$$

$$E_{mö/Gips} \cdot \varepsilon_{y,mö/Gips} = \sigma_{y,mö/Gips} - \mu_{mö/Gips} \cdot (\sigma_{x,mö/Gips} + \sigma_{z,mö/Gips}) \quad \text{und} \quad \text{Gl. D-18}$$

unter Anwendung der Symmetriebedingung, des homogenen Verformungszustands in der horizontalen Ebene mit;

$$\sigma_{y,St} = \sigma_{x,St} \quad \text{und} \quad \sigma_{y,mö/Gips} = \sigma_{x,mö/Gips} \quad \text{folgt:}$$

$$\sigma_{y,St} = \sigma_{x,St} = - \frac{\frac{E_{LAC,St}}{E_{m\ddot{o}/Gips}} \cdot \mu_{m\ddot{o}/Gips} - \mu_{LAC,St}}{(1 - \mu_{LAC,St}) + (1 - \mu_{m\ddot{o}/Gips}) \cdot \frac{h_{St}}{d_{m\ddot{o}/Gips}} \cdot \frac{E_{St}}{E_{m\ddot{o}/Gips}}} \cdot \sigma_z \quad \text{Gl. D-19}$$

D.4.1 Herleitung der Gleichung D-14 zur Bestimmung der Nettosteindruckfestigkeit aus Standard - Material- und Geometriekennwerten bei Aufspalten der Querstege bei 80-90% der Bruchlast

$$\frac{\sigma_{QZ,x,y} + \sigma_{SZ,x,y}}{f_{cc,BZ}^*} + \alpha_M \cdot \frac{\beta_{D,St}^{Netto}}{\sigma_{0,LAC}} = 1 \quad \text{s. Gl D-10}$$

mit:

$$\text{Gesamt-Querzugspannungen} = (\sigma_{QZ,y} + \sigma_{SZ,y}) = \underbrace{\left(\frac{t}{h} \cdot \frac{\mu}{1-\mu} + 0,3 \cdot \frac{t'}{h'_{SZ}} \right)}_{k_m} \cdot \sigma_z$$

mit: $\sigma_z \equiv \beta_{D,St}^N$

t Querstegdicke [mm]

μ Querdehnzahl [-]

$h'_{SZ} = 0,75 \cdot a_{i,LAC}$ mitwirkende Verteilungshöhe wie für wandartige Träger

h Steinhöhe

$t' = 1,5 \cdot t_{LAC,Steg}$ max. Stegdicke

Gl. D-20

$$\Leftrightarrow \frac{k_m \cdot \beta_{D,St}^N}{f_{cc,BZ}^*} + \alpha_M \cdot \frac{\beta_{D,St}^N}{\sigma_{0,LAC}} = 1,0$$

$$\Leftrightarrow \beta_{D,St}^N \cdot \left(\frac{k_m}{f_{cc,BZ}^*} + \frac{\alpha_M}{\sigma_{0,LAC}} \right) = 1,0$$

$$\Leftrightarrow \beta_{D,St}^N = \frac{1,0}{\frac{k_m}{f_{cc,BZ}^*} + \frac{\alpha_M}{\sigma_{0,LAC}}} = \frac{\sigma_{0,LAC}}{\frac{k_m \cdot \sigma_{0,LAC}}{f_{cc,BZ}^*} + \alpha_M}$$

$$\Rightarrow F(\sigma) = \frac{k_m \cdot \sigma_{0,LAC}}{f_{cc,BZ}^*} + \alpha_M$$

D.5 Detailliertes Berechnungsbeispiel zur Bestimmung der Traglast für den Lochstein V2

Beispielberechnung Block V2-Lochstein:

Material- und Geometrieparameter:		
1)	$E_{\text{l\ddot{a}ngs}}:$	4000 N/mm ²
	$h=l_0=$	238 mm
2)	$\beta_{\text{d, st}}^N$	4,33 N/mm ²
	A_{netto}	119757 mm ²
	mittlere Längsstegdicke:	22 mm
	Materialfestigkeit $f_c=\sigma_{0, \text{LAC}}:$	6,48 N/mm ²
	Trockenrohdichte	815 kg/m ³
	Materialbiegezugfestigkeit $f_{t, \text{BK}}:$	0,81 N/mm ²
	Längsstegbreite $b:$	497 mm
	Anzahl der Längsstege	10 Stk.
	$N_{\text{l\ddot{a}ngs}}:$	51854,8 N

mit 8 mm Luftkammernbreite
und 22 mm Längsstegdicke

3)	Steifigkeit der Stege /Gun00/	
	$E_{\text{t}}I=B_{\text{y}}$	140465555 Nmm
	=	1404,66 kNm

4) Knicklängenberechnung nach EULER:		
h_{E}		517,06 mm
ungewollte Ausmitte $e_{\text{a}}:$		0,595 mm
Belastung q infolge Druck aus Quersteinen:		
Achsabstand Querstege: $a_{\text{ix}}=$		93,6 mm
$q=(\sigma_{\text{OZ}}+\sigma_{\text{SZ}})*a_{\text{ix}}$		44,77 N/mm
Mitte: M_0^{I}		105653,11 Nmm
halbe Höhe m : $e_{\text{om}}=M/N$		0,41 mm
Anzahl der freien Luftkammerlängen:		5 Stk.
oben/unten Einspannung $M_{0, \text{u.o}}^{\text{I}}$		211306,23 Nmm
oben/unten Höhe m : $e_{0, \text{u.o}}=M/N$		0,81 mm

5) Berechnung der Krümmungen:		
Schritt 0:	$\kappa_{\text{m}, i}=1/r$	1,50377E-05 1/mm
	$\kappa_{0, \text{u}}=1/r$	3,03146E-05 1/mm

6)	w_{max}	0,0456 mm
----	------------------	-----------

7)	$w_{i+1}=w_{\text{max}}+e_{\text{a}}+e_{\text{k}}=$ mit $e_{\text{k}}=0$	0,6406 mm
8)	$\Delta M_i=N*w_i+1=$	33220,52 Nmm
9)	$M^{\text{II}}=M^{\text{I}}+\Delta M_i=$	138873,64 Nmm

10)	$e_{\text{ij}}/l=M^{\text{II}}/(Nl)$	0,12 mm/mm	<0,3
11)	$e_{\text{ij}}=$	2,68 mm	< $l/3=$ 7,33 mm

(Klaffen des Querschnitts bis 1/2)

Iteration							
Schritt i	$\kappa_{\text{u, B}}$ (mm ⁻¹)	$\kappa_{\text{u, A}}$ (mm ⁻¹)	w_i (mm)	w_{i+1} (mm)	ΔM_{i+1} (Nmm)	$M^{\text{II}}_{(i+1)}$ (Nmm)	$\Delta_{i, i+1}=(M^{\text{II}}_{y, i+1}-M^{\text{II}}_{y, i})^*100\%/M^{\text{II}}_{y, i}$ (%)
0	1,5038E-05	3,0315E-05	0,05	0,64	33221	138874	0,00
1	1,1065E-04	3,0315E-05	0,59	1,19	61676	167329	20,49
2	1,4065E-04	3,0315E-05	0,77	1,36	70604	176257	5,34
3	1,5100E-04	3,0315E-05	0,83	1,42	73684	179337	1,75
4	1,5469E-04	3,0315E-05	0,85	1,44	74782	180435	0,61
5	1,5602E-04	3,0315E-05	0,85	1,45	75178	180831	0,22
6	1,5650E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75321	180974	0,08
7	1,5668E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75373	181026	0,03
8	1,5674E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75392	181045	0,01
9	1,5676E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75399	181052	0,004
10	1,5677E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75401	181054	0,001
11	1,5677E-04	3,0315E-05	0,86	1,45	75402	181055	0,000

Schranke bei $\Delta_{i, i+1}<0,01\%$

Schranke bei $\Delta_{i+1} < 0,01\%$ **Resultierende Bemessung:**

Max. $N^{\text{II}}_{\text{u}} = 48363,90 \text{ N} < N_{\text{z, exp}}$
 Berücksichtigung der Ausmitte mit Spannungsblock Theorie II. Ordnung
 kein ausreichender Tragwiderstand mehr vorhanden Versagen infolge Biegeverformungen, Stabilität!

 N_{res} aus Biegedruck:

$$N_{\text{max D}} = 62779,06 \text{ N}$$

durch Auflösen nach N: $\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M^{\text{II}}}{W} \leq f_c$

 N_{res} aus Biegezug:

$$N_{\text{max Z}} = 4248,33 \text{ N} \quad \text{die Zugseite ist für das Versagen maßgebend!}$$

durch Auflösen nach N: $\sigma_t = \frac{-N}{A} + \frac{M^{\text{II}}}{W} \leq f_{t, \text{BK}}$

Abbildung D-13: Berechnung des finalen Biegezugs- bzw. Biegedruckversagens der Längsstege nach Aufspalten der Querstege mittels analytischem Rechenmodell für den Lochstein V2

Name: Serie V2 Steintyp: Lochstein Vbl SW 20 DF			Materialkennwerte:	
Abmessungen/Geometrie:			$E_{\perp, \text{LAC, quer}}$	3000 [N/mm ²]
b_{quer}	10	mm	$E_{\perp, \text{LAC, Längs}}$	4000 [N/mm ²]
$d_{\text{längs}}$ (Mittelwert bei konisch)	22	mm	$\alpha_{\text{sz}} = 1 - E_{\text{quer}}/E_{\text{längs}}$	0,25 [-]
$ar = 2 \cdot d_{\text{längs}} + b_{\text{quer}}$	54	mm	$\sigma_{0, \text{LAC}} = f_c$	6,48 [N/mm ²]
$h_{\text{sz}} = a_i$	54	mm	$f_{t, \text{LAC, quer}}$	0,4 [N/mm ²]
$h_{\text{eff, QZ}} = 1,5 \cdot \sum d_i / n$	68,33	mm	α_q	0,85 [-]
$d_{\text{Kontakt, Gips}}$	3	mm	A_{netto}	112416 mm ²
Höhe des Steins:	237,5	mm	A_{brutto}	149100 mm ²
			Querdehnzahl LAC: μ	0,25 [-]
			Querdehnzahl Mörtel/Gips-Kontaktzone	0,2 [-]
			E-Modul Kontaktzone (Gips/ Mörtel):	5000 [N/mm ²]

Modellparameter:	
α_m :	0,7 bis 1,0 lt. /Ber96/

1) Möglichkeit:	$\beta_{d, st} = F_{\text{max}}/A_{\text{netto}}$ -Versuch	4,35 N/mm ²
2) Möglichkeit:	$n_{ud} = \alpha_q \cdot \Phi_m \cdot \sigma_{0, \text{LAC}}$	4,23 N/mm ²
	Φ_m nach DIN EN 1520 zwischen 0,7 und 0,95	0,77 Ablesung aus Diagramm Kapitel 2
	für $\lambda = l_0/d_{\text{längs}}$:	10,80 [-]
	$\sigma_{QZ, y}$ nach Gl. D-4	0,047 N/mm ²
	$\sigma_{SZ, y}$ nach Gl. D-8	0,431 N/mm ²
	$f_{cc, BZ}$ nach Gl. D-11	0,814 N/mm ²

Einzugebende Daten

Einzelwerte Prüfserie V2

Bruchkriterium für Querstegversagen:

$\sigma_{\text{Stein, Anetto}}$ N/mm ²	σ_{QZ} N/mm ²	σ_{SZ} N/mm ²	/MC90/ $f_{cc, BZ}$	$\beta_{D, st, \text{Netto}}/\sigma_{0, \text{LAC}}$ x-Wert	$f(x) = (1 - X \cdot \alpha_m)$ y-Wert
3,33	0,04	0,34	0,81	0,514	0,462
4,44	0,05	0,45	0,81	0,685	0,616
4,88	0,05	0,50	0,81	0,753	0,678
4,19	0,05	0,43	0,81	0,647	0,582
4,93	0,05	0,50	0,81	0,761	0,684
3,93	0,04	0,40	0,81	0,606	0,546

für $f(x) > 0,55$

Versagen der Querstege
s. Diagramm Abb. D-9

Abbildung D-14: Berechnung des Querstegversagens mittels analytischem Rechenmodell für den ungeschnittenen Referenzlochstein V2 – Vbl SW – 20 DF

D.6 Validierung des Modells an Mauersteinen aus der Marktstudie

• Überprüfung des Bruchkriteriums für das Versagen der Querstege

Die nur auf Basis der einfach zu bestimmenden experimentellen Grundkennwerte der Druckfestigkeit und Trockenrohdichte der LAC für jeden Lochstein- bzw. Lochsteinausschnitt der Steine aus der Marktstudie ermittelbaren anderen mechanischen Modellkennwerte nach Anhang D.3 sind nachfolgend vergleichend den Kennlinien des Bruchkriterium I und II, sowie den experimentellen Daten der verschiedenen Prüfkörper der Referenzserie V2 (Lochstein) in Abbildung D-15 gegenübergestellt. Dadurch soll die Gültigkeit des Ansatzes zur Beschreibung des Querstegversagens auch für unterschiedliche Steingeometrien und LAC-Rezepturen überprüft werden.

Aus dem Diagramm in Abbildung D-15 geht hervor, dass gerade der für die Bemessungspraxis vereinfachte Näherungsansatz in Form einer Geradengleichung (Bruchkriterium I) als unteres Grenzkriterium das Versagen

für alle getesteten Steintypen auf Querkzug, bei 80 bis ca. 90% der Bruchlast, besonders gut umschreibt. Somit wird dieser Ansatz in seiner Gültigkeit, neben der Referenztestserie V2 (Lochsteine), auch für andere Steingeometrien, aus anderen Leichtbetonen mit unterschiedlichen Leichtzuschlägen und Trockenrohdichten aus der Marktstudie bestätigt.

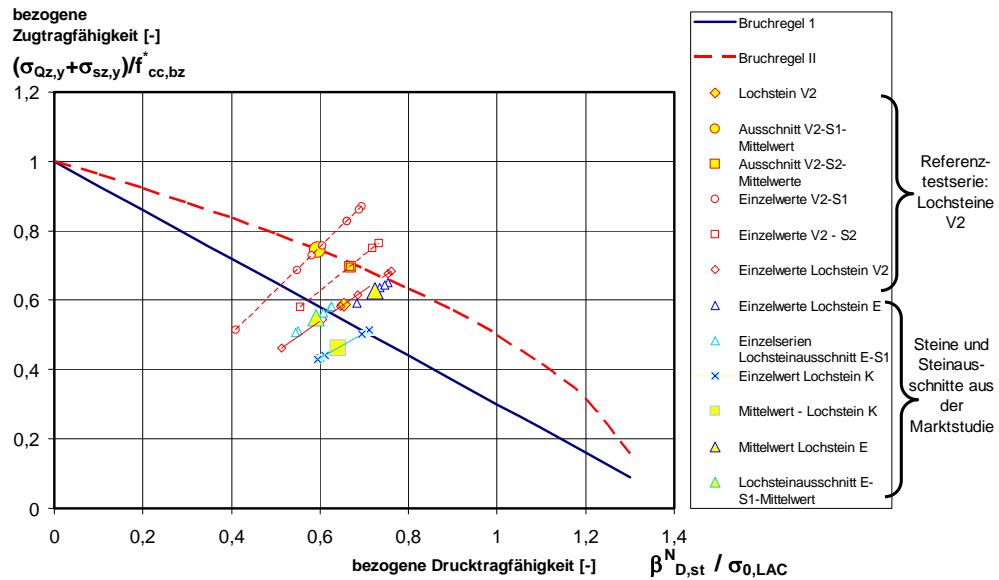
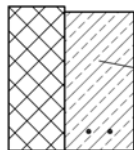
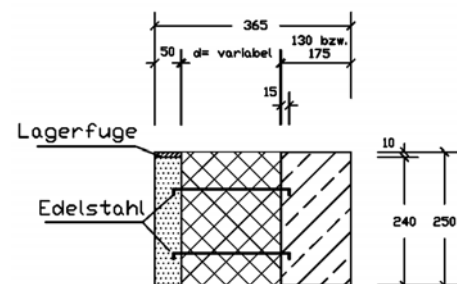
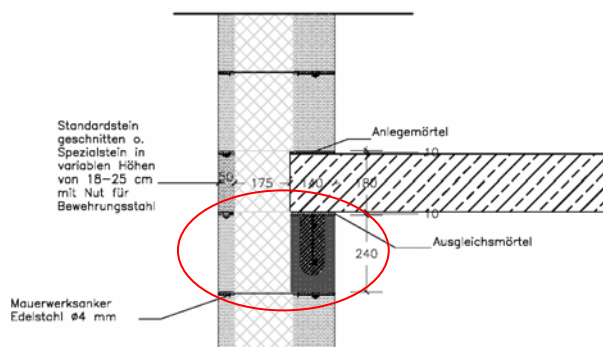


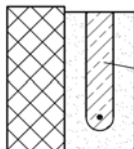
Abbildung D-15: Bruchbedingungen anhand bezogener Druck- und Querkzugbeanspruchungen auf ein Lochsteinsystem mit gitterförmiger Innenstegstruktur im Vergleich zu getesteten Festigkeitsparametern für Lochsteine aus der Marktstudie gegenüber dem Referenzstein V2

E ANHANG – PROTOTYPENTWICKLUNG

E.1 Ausgewählte Anschlussdetails



Fenstersturzfertigteil mit versetzter
rückseitiger Wärmedämmung aus LAC
mit nichtrostender Bewehrung
oder Ausführung in bewehrtem LC 12/13
(gefügedichtem Leichtbeton)



Fenstersturzfertigteil mit versetzter
rückseitiger Wärmedämmung als mit
bewehrtem Normalbeton verfüllte
LAC- U-Schale

Abbildung E-1:
Mögliche Ausführung einer U-Schale aus LAC (o.l.) oder Randabschalungs-element zur Ausbildung von Deckenauflagern und Ringankern (o.r.) & Varianten von Fertigteilen zur wärmebrückenfreien Konstruktion eines Tür- oder Fenstersturzes der 3-schaligen Sandwichkonstruktionen mit Vorhangfassade aus LAC, s. auch nachfolgende Abbildung im eingebauten Zustand (rechts)

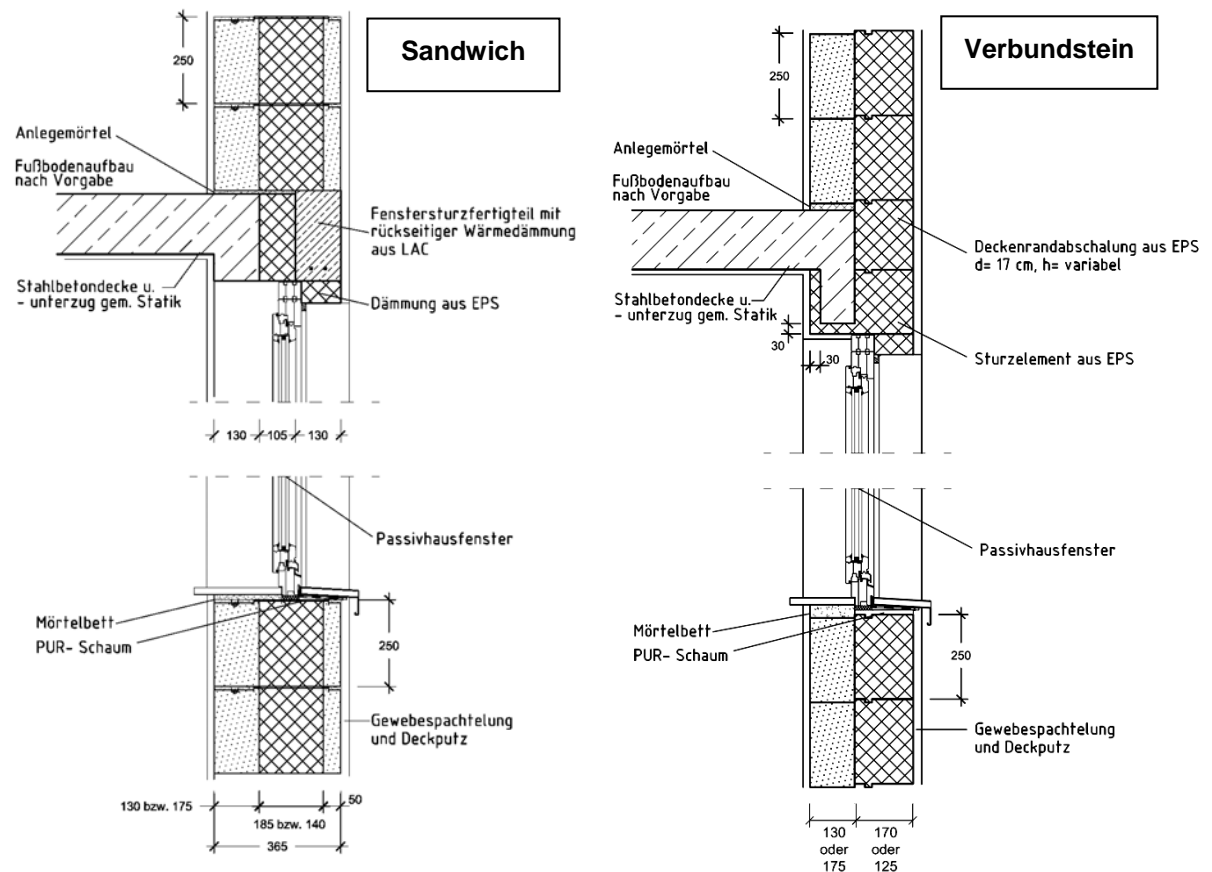


Abbildung E-2: Fensteranschlussdetail und Ausbildung angeschalter Sturz in Deckenplatte nach Statik; links: Abfangung der Vorhangfassade aus LAC durch Fertigteil aus Leichtbeton mit verzinkter Bewehrung; rechts: vorgeformtes Sturzelement zur Verbundsteinvariante mit Nut und Feder in der Lagerfuge (s. Verbundkopfvariante) als verlorene Schalung

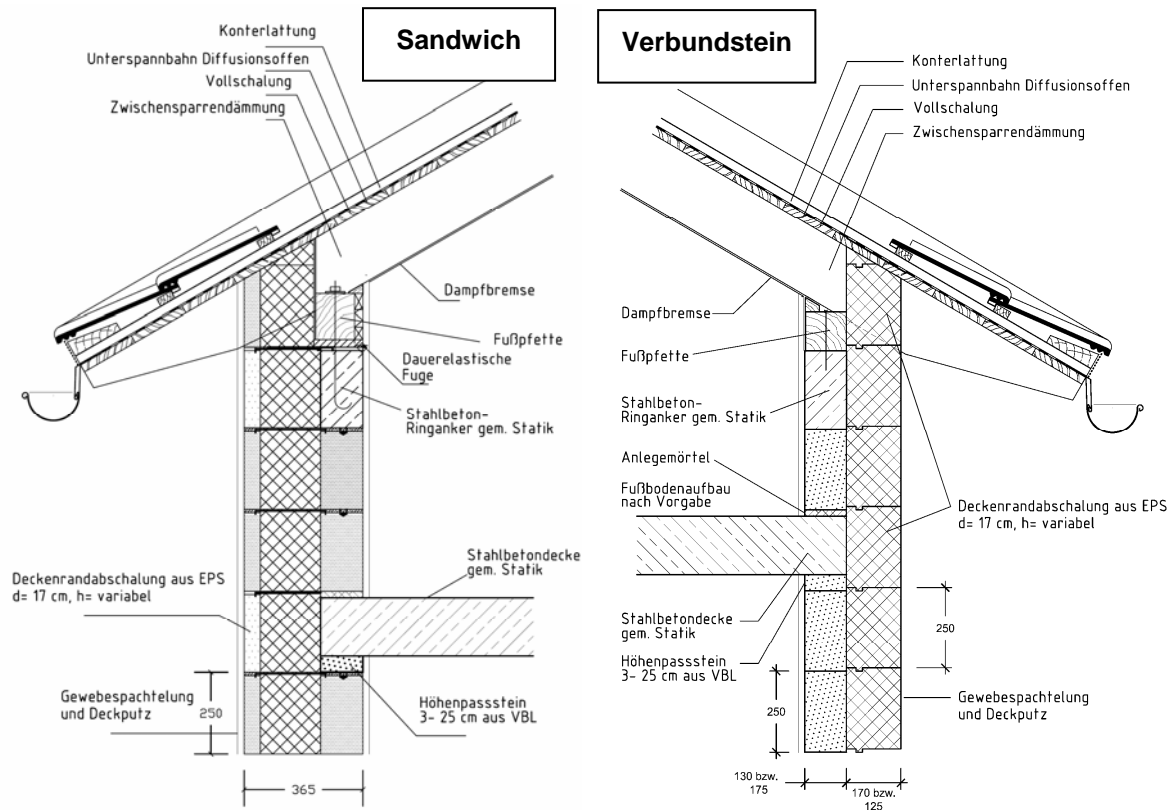
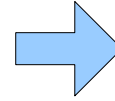


Abbildung E-3: Dach- und Deckenrandauflagerung mittels mit Ortbeton zu verfüllender Formelemente aus EPS und Fertigteilen aus LAC
 links: EPS-Randabschalung mit LAC-Vorsatzschale und Ortbetonerfüllung für Sandwichkonstruktion
 rechts: Deckenrand- und Ringankerabschalung aus EPS-Formelementen mit vertikalem Versatz in der Dämmstofflage entsprechend dem Universalstein des Verbundsteins Typ 2

Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung nach dem genaueren Verfahren (Knicksicherheitsnachweis) DIN 1053-100	
Ermittlung der Eingangswerte	
Baustoffauswahl Baustoffkennwerte (s. Kap. 4 für LAC) Bauteilabmessungen Belastung Flächenträgheitsmoment I	z.B. für Sandwich- und Verbundprototypen Vbl 12, MG NM II mit $f_k=3,7 \text{ N/mm}^2$
Schnittgrößenermittlung	
Vereinfachte Ermittlung der Knotenmomente (5%-Regel) oder genauere Ermittlung (s. Abschnitt 9.2 DIN 1053-100) Bestimmung der Bemessungswerte N_{Ed} und M_{Ed} Allgemein: $N_{Ed}=1,35 \cdot N_{GK}+1,5 \cdot N_{QK}$	
Wandhalterung - Knicklängen von Wänden	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> zweiseitig dreiseitig viersseitig </div> Abminderungsfaktor der Knicklänge $0,75 \leq \beta \leq 1,0 \rightarrow$ Knicklänge h_k (vgl. Abschnitt 9.7.2 DIN 1053-100 oder 5.5.1.2 für EC 6)	
Zulässige Schlankheit	
$\lambda = h_k/d \leq 25$ DIN 1053-100 (bzw. $\lambda = h_k/i_{eff} \leq 27$ (EC 6 Abschnitt 5.5.1.4))	
Ermittlung der Abminderungsfaktoren Φ	
<ul style="list-style-type: none"> $\Phi_1=1-2e/b$ bei vorwiegend biegebeanspruchten Wänden b= Länge der Windscheibe bei Scheibenbeanspruchung oder b=d Wanddicke bei Plattenbeanspruchung $e_o = M_{Ed}/N_{Ed}$ $\Phi_{o,u}=1-2 \cdot e_{o,u}/d$ Abminderungsfaktoren bei geschosshohen Wänden am Wandkopf und Wandfuß $e_{o,u} = M_{Eo,u,d}/N_{Eo,u,d} \geq 0,05 d$ Abminderungsfaktor in Wandmitte / halber Geschosshöhe $\Phi_m=1,14 \cdot (1-2e_m/d)-0,024 \cdot h_k/d \leq 1-2e_m/d$ mit $e_m=e_{m0}+e_{mk} = M_{Em,d}/N_{Em,d} + e_a + e_{mk}$, $e_a = h_k/450$ 	
Ermittlung der aufnehmbaren Normalkräfte	
$N_{Rd} = \Phi_{o,u} \cdot A \cdot f_d$ und $N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d$	
Nachweis	
$N_{Ed} \leq N_{Rd}$	



Nachweis der Teilflächenpressung
Bestimmung des Vergrößerungsfaktors α für die aufnehmbare Teilflächenpressung
$\alpha = 1 + 0,1 \cdot a_1 / l_1 \leq 1,5$ Ansatz von α möglich, wenn gilt $A_1 \leq 2 \cdot d^2$ für $e \leq d/6$ Mit: a_1 Abstand der Teilfläche zum nächsten freien Rand l_1 Länge der Teilflächen in Längsrichtung
Nachweis
$N_{Rd} = \alpha \cdot f_d \cdot A_1 \geq N_{Ed} = F_{1d} = \sigma_{1d} \cdot A_{1d}$

Abbildung E-4: Fließschema zu den statischen Nachweisen unter Druckbeanspruchung nach DIN 1053-100

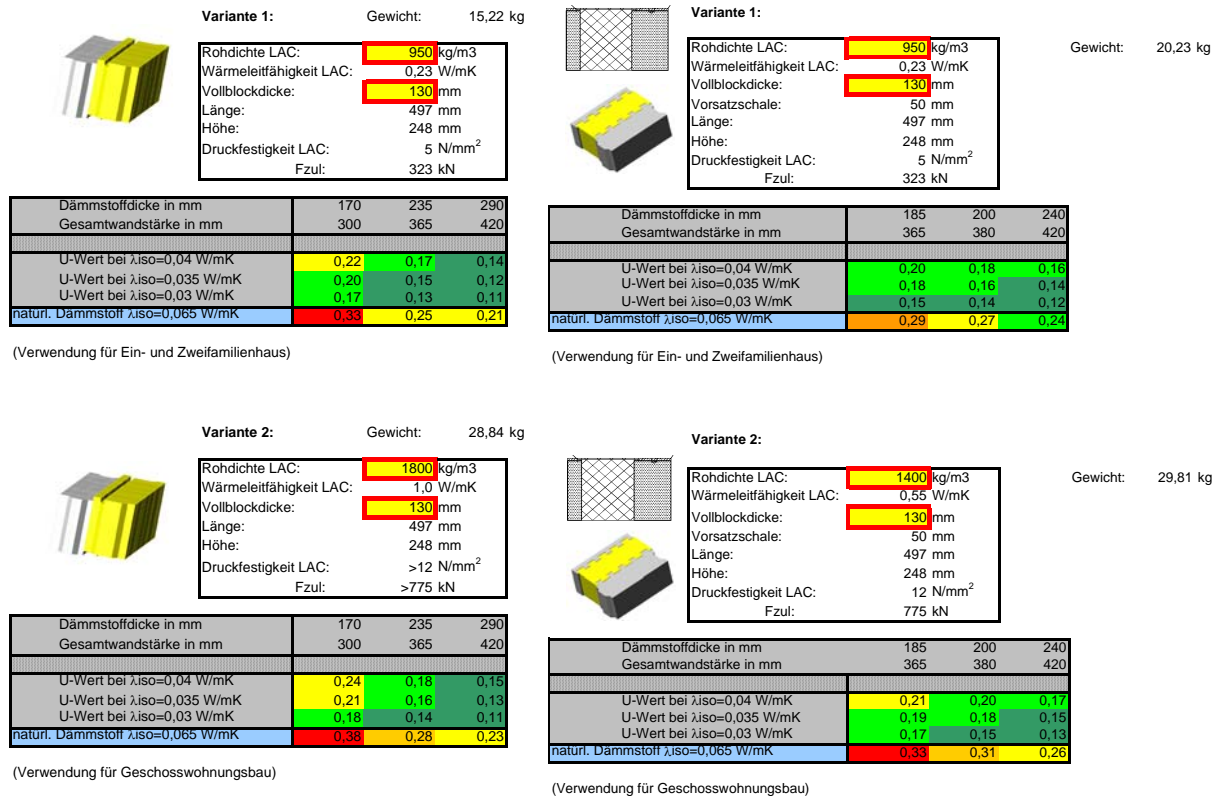


Abbildung E-5: Darstellung der Auswahlmatrix für Verbund- und Sandwichkonstruktion der Varianten VK1 & 2 sowie SK1 & 2,